

FONDAZIONI IN CA

Part I	1 Modellazione e Novità NTC 2018	1
1	1.1 Nodi	3
	1.1.1 Carichi nodali	4
2	1.2 Piano rigido o deformabile	4
3	1.3 Pilastrì e Bicchieri	5
	1.3.1 Conci rigidi pilastrì	6
4	1.4 Pareti	6
5	1.5 Pannelli di taglio	7
6	1.6 Impronte Rigide	7
7	1.7 Travi	8
	1.7.1 Conci rigidi travi	10
	1.7.2 Carichi - Sforzi nelle travi	13
	1.7.3 Vincoli interni travi	15
	1.7.4 Travi di fondazione	15
8	1.8 Platea di fondazione	18
9	1.9 Plinti superficiali	22
10	1.10 Pali	24
	1.10.1 Plinti su pali	27
	1.10.2 Platea su pali	28
	1.10.3 Graticci di travi su pali	29
11	1.11 Terreno di fondazione	30
12	1.12 Modellazione sismica	32
Part II	2 Ambiente di lavoro	33
1	2.1 Barre degli strumenti	34
	2.1.1 Selezione entita'	35
	2.1.2 Visualizzazione struttura	36
	2.1.3 Generazione struttura	39
	2.1.4 Avvio del calcolo	43
2	2.2 Menu principali	44
	2.2.1 File	44
	2.2.2 Dati Generali	47
	2.2.3 Importaz. Dati da file di testo	54
	2.2.4 Dati Piani	57
	2.2.5 Nodi-Pilastrì	58
	2.2.6 Travi	59
	2.2.7 Campi Platea	61
	2.2.8 Vincoli e Carichi nei Nodi	62
	2.2.9 Carichi rip. su travi	63
	2.2.11 Carichi rip. generici	64
	2.2.12 Carichi concentrati su aste	65
	2.2.14 Fattori di combinazione	66
	2.2.16 Archivio Materiali	67
	2.2.17 Archivio Sezioni Travi-Pali	70
	2.2.18 Archivio Sezioni Pilastrì-Pareti	72
	2.2.19 Archivio Sezioni Campi Platea	74
	2.2.20 Archivio tipologie Plinti	75
	2.2.21 Archivio tipologie Pali	77

3	2.3	Contesti Armature	92
	2.3.1	Opzioni Armature	94
	2.3.2	Armature travate	95
	2.3.3	Armature travi fl. deviata	96
	2.3.4	Armature Plinti	97
	2.3.5	Armature Pali	98
	2.3.6	Armature Platee	100
4	2.4	Carpenteria	101
Part III 3 Metodi di calcolo			102
1	3.1	Calcolo delle aste	102
2	3.2	Calcolo della platea	108
3	3.3	Calcolo dei pali	110
4	3.4	Fondazioni miste	128
5	3.5	Calcolo plinti superficiali	132
6	3.6	Calcolo plinti su pali predefiniti	134
7	3.7	Risoluzione sistema equazioni	137
8	3.8	Calcolo delle armature	138
Part IV 4 Programmi di servizio			138
1	4.1	Verifica ribaltamento plinto	139
2	4.2	Dimensionamento bicchiere per plinto	141
3	4.3	Carico limite fondazioni superficiali	142
4	4.4	Resistenza compressione palo da prove di carico	143
5	4.5	Resistenza compressione palo da calcolo analitico	148
6	4.6	Resistenza trazione palo da calcolo analitico	152
7	4.7	Resistenza trasversale palo (Broms)	154
8	4.8	Resistenza compressione micropalo	157
9	4.9	SLE: Cedimenti e Stima Kwinkler fond. superficiali	159
10	4.10	SLE: Cedimenti di consolidazione fond. superficiali	162
Part V 5 Risultati			164
1	5.1	I diagrammi	165
2	5.2	Stampa risultati	165
Part VI 6 Esempi di validazione e di prova			181
1	6.1	Esempio 1	181
2	6.2	Esempio 2	182
3	6.3	Esempio 3	184
4	6.4	Esempio 4	188
5	6.5	Esempio 5	190
6	6.6	Esempio 6	191
7	6.7	Esempio 7	193
8	6.8	Esempio 8	201
Part VII 7 Video Tutorial			206

Part VIII Bibliografia	207
Part IX Contatti	208
Index	0

1 1 Modellazione e Novità NTC 2018

L'ultima revisione delle Norme Tecniche per le Costruzioni (d'ora in poi indicate come NTC) di cui al DM 17.01.2018 sancisce, tra l'altro, l'abbandono definitivo del metodo delle tensioni ammissibili a favore del metodo agli stati limite. Con riferimento alle strutture di fondazione è stato precisato che il comportamento in fase elastica richiesto in combinazione sismica si ottiene, dal lato della domanda, amplificando gli sforzi taglianti e flettenti come indicato nel § 7.2.5 NTC e, dal lato capacità, assumendo un comportamento non dissipativo e cioè limitando la resistenza flessionale al campo sostanzialmente elastico e cioè di prima plasticizzazione così come specificato nel § 4.1.2.3.4.2. Il programma è stato, pertanto, adeguato a queste ultime prescrizioni distinguendo le combinazioni tra quelle non sismiche e quelle sismiche. Le prime comporteranno il consueto calcolo di resistenza allo stato limite ultimo (SLU) mentre per seconde verrà eseguito il calcolo allo stato limite di prima plasticizzazione. Per evitare confusione nel programma le combinazioni di tipo SLU e SLE non sismiche dovranno essere ordinate per prime nella scheda di input degli sforzi (o nel file di testo predisposto per l'importazione delle combinazioni da file).

Prima di descrivere in dettaglio le singole caratteristiche d'uso del programma (v. capitolo 2) si vuole qui preventivamente esporne le capacità di modellazione ed i suoi campi di impiego.

Nel piano di fondazione gli elementi resistenti previsti per le fondazioni dirette possono essere plinti, travi alla Winkler, platee semplici o nervate; per le fondazioni profonde possono essere plinti su pali predifiniti o pali collegati da graticci di travi o da platea.

Le travi su suolo elastico sono modellate discretizzando la loro lunghezza mediante aste monodimensionali nei cui nodi di estremità sono concentrate molle alla Winkler ortogonali all'asse baricentrico longitudinale. Le platee sono invece modellate con elementi finiti bidimensionali a 4 nodi in cui possono essere presenti molle verticali alla Winkler. I plinti superficiali sono considerati corpi rigidi che interagiscono col terreno unicamente con molle verticali alla Winkler. Per i pali l'interazione trasversale del terreno con il palo è modellata a mezzo di molle discrete alla Winkler (lineari o non lineari) applicate (ortogonalmente all'asse dei pali) nei nodi di estremità delle aste in cui viene discretizzato il singolo palo. L'interazione assiale palo-terreno viene, invece, schematizzata nel calcolo lineare mediante la relazione di Randolph-Wroth-Fleming (1992) illustrata nel [§ 3.3](#)^[110] di questo manuale. Per un calcolo più preciso dei cedimenti assiali dei pali (negli stati limite di esercizio SLE) è anche previsto il comportamento assiale non lineare modellato mediante l'iperbole di Chin che schematizza il legame tra il carico ed il cedimento del palo sulla base di prove di carico assiale dei pali (anche non portate fino a rottura).

Tutti i nodi delle fondazioni dirette (travi, platee e plinti) vengono vincolati con vincoli fissi nei due spostamenti nel piano orizzontale e alla rotazione intorno alla verticale. Ciò equivale a considerare il piano di estradosso della fondazione estensionalmente rigido e solidale al terreno

di fondazione; cioè in accordo con due fondamentali requisiti cui devono rispondere per normativa le fondazioni dirette di edifici:

- elevata rigidezza estensionale (§ 7.2.5 NTC) da conseguirsi mediante collegamenti orizzontale tra tutti gli elementi delle fondazioni superficiali mediante travi o solette o platee; questa condizione in astratto non è obbligatoria se si calcolino gli effetti degli spostamenti relativi del terreno tra i vari punti della fondazione. Il programma assume l'elevata rigidezza estensionale come tassativa richiedendo sempre un efficace collegamento (mediante travi o platea) tra tutti i carichi provenienti dalla sovrastruttura. Il programma considera, cioè, sempre trascurabili gli spostamenti orizzontali relativi tra i vari punti del terreno di fondazione.
- congruenza nel piano orizzontale tra terreno e opere di fondazione superficiali: se infatti si ipotizzasse un vincolo elastico orizzontale (molle alla winkler orizzontali) tra terreno e fondazioni verrebbero amplificati i periodi propri e quindi le forze sismiche orizzontali fornite dagli spettri orizzontali di normativa, alterando così, a sfavore di sicurezza, la risposta dinamica dell'intera struttura. L'introduzione di tali molle orizzontali porterebbe infatti ad avere una risposta dinamica analoga a quella degli smorzatori negli edifici con isolamento alla base!

Nel caso di fondazioni su pali va effettuata la scelta (nella scheda dei [Dati Piano](#)⁵⁷) tra piano rigido e piano deformabile a seconda se il collegamento delle testate di tutti i pali risulti (come sempre auspicabile) estensionalmente rigido (platea su pali o plinti su pali collegati con soletta o robuste travi) o non sufficientemente rigido (plinti su pali molto distanti tra loro e/o travi di collegamento tra i plinti (costituenti le testate dei pali) non sufficientemente rigide nel piano orizzontale).

Nella stessa struttura deve essere evitato l'uso contestuale di fondazioni su pali con fondazioni superficiali (§ 7.2.2 NTC).

Il presente programma presuppone il preventivo calcolo delle azioni provenienti dalla sovrastruttura da assegnare direttamente in corrispondenza dei nodi (come carichi concentrati) e delle aste (come carichi ripartiti o concentrati). Nel calcolo della sovrastruttura agli elementi resistenti va, in genere, assegnato un vincolo di incastro perfetto in corrispondenza degli estremi che si collegano alla fondazione. Nel caso di pareti o di elementi resistenti verticali aventi maggiore rigidezza alla traslazione orizzontale (pareti) si raccomanda però di modellarne la rigidezza rotazionale all'incastro mediante opportune molle il cui valore, in termini di rigidezza elastica, può essere stimato preventivamente anche a mezzo del presente programma.

Nel solo caso di strutture dissipative le azioni taglianti e flessionali sismiche da applicare ai nodi della fondazione sono quelle dell'analisi amplificate col fattore γ_{Rd} pari a 1.1 in CD"B" e 1.3 in CD"A" (§ 7.2.5 NTC). Le azioni verticali da assegnare, invece, sono quelle (non amplificate) provenienti dall'analisi. Nel caso di strutture a comportamento sismico non dissipativo le azioni sismiche non vanno amplificate.

Con riferimento alle sole combinazioni sismiche (SLV, SLO): Sia le sezioni in c.a. delle fondazioni superficiali che quelle dei pali vengono progettate in modo da rimanere in campo sostanzialmente elastico (ultime due righe § 4.1.2.3.4.2 NTC) senza particolari prescrizioni per assicurarne un comportamento duttile (§ 7.2.5 NTC). Nelle le combinazioni non sismiche SLU, le sezioni vengono verificate, invece, con le consuete ipotesi descritte nel § 4.1.2.1.2.1 NTC (il programma utilizza sempre il diagramma parabola-rettangolo per il calcestruzzo).

1.1 1.1 Nodi

I nodi sono i punti di inserimento o di connessione di tutti gli elementi resistenti previsti in programma e che verranno descritti dettagliatamente nel seguito. Ogni nodo è definito dalle tre coordinate cartesiane e di norma appartenente al piano di estradosso delle strutture di fondazione. Le coordinate del singolo nodo sono riferite ad un sistema generale di riferimento X, Y, Z unico per l'intera struttura e caratterizzato dall'asse Z sempre verticale con verso positivo verso l'alto. Nella fase di primo inserimento dei dati tutti i nodi appartenenti al piano di fondazione vengono posti alla quota (coordinata Z) dell'estradosso (superficie superiore) dell'impalcato. Successivamente è sempre possibile modificare singolarmente la quota Z dei singoli nodi.

Piccole variazioni di quota dei singoli nodi sono comunque ammesse per tener conto ad esempio della esatta posizione di travi a quota differente (agendo sulle lunghezze dei [conci rigidi](#)^[10] è inoltre possibile sfalsare la quota tra due travi consecutive). Ai nodi è possibile collegare travi di fondazione su suolo elastico alla Winkler, platee, pali, plinti superficiali e su pali. Ognuno dei campi quadrilateri convessi costituenti l'eventuale [platea](#)^[18] nel piano di fondazione viene infine definito a mezzo di 4 nodi.

Ogni nodo è caratterizzato in generale da 3 gradi di libertà alla traslazione nelle direzioni X, Y, Z degli assi generali e da 3 gradi di libertà rotazionali intorno ai medesimi assi. Questi gradi di libertà possono essere vincolati con vincoli fissi o elastici. Se i nodi appartengono a plinti superficiali, travi e platee su suolo elastico essi vengono sempre automaticamente vincolati alla traslazione orizzontale nelle direzioni X, Y e alla rotazione intorno a Z. Nel caso di fondazioni su pali il piano di fondazione può essere definito rigido o deformabile a seconda della sua rigidezza estensionale complessiva; nel caso di piano rigido (ipotesi che va sempre perseguita) tutti i nodi della fondazione su pali risultano vincolati ad un unico nodo rappresentativo del piano (nodo *master*), capace solo di traslazione in direzione X ed Y e di rotazione intorno a Z; nel caso invece di piano deformabile, sempre con riferimento alle fondazioni su pali, ogni nodo possiede 6 autonomi gradi di libertà.

Ad ogni grado di libertà non vincolato di ciascun nodo corrisponde un'equazione di equilibrio della struttura; il sistema lineare delle equazioni viene costruito sulla base del metodo delle deformazioni.

1.1.1 1.1.1 Carichi nodali

In ogni nodo della struttura è possibile applicare in corrispondenza di ognuno dei sei gradi di libertà le corrispondenti forze e momenti riferite alle direzioni della terna generale X,Y,Z di riferimento (figura 1.1).

Nel caso di vincolamento fisso di uno o più gradi di libertà le corrispondenti forze nodali non possono ovviamente essere assegnate. Ciò ad esempio ricorre anche a tutti i nodi dell'eventuale [piano rigido](#) di fondazione per le azioni nodali FX, FY, MZ. Le stesse possono invece essere applicate ai nodi master di piano rigido.

Le azioni di figura 1.1 vengono trasmesse dai pilastri alle strutture di fondazione in corrispondenza dei nodi le cui coordinate vanno assegnate in modo da coincidere con il baricentro geometrico della sezione di attacco dei pilastri con le fondazioni.

E' importante osservare che le azioni nodali da assegnare ai nodi di fondazione non coincidono con gli sforzi nella sezione inferiore del pilastro in quanto questi sono riferiti agli assi principali d'inerzia della sezione stessa. Le azioni sui nodi si ottengono dai detti sforzi riportati (mediante roto-traslazione) agli assi generali X, Y, Z di riferimento della struttura. Le azioni sono altresì rappresentate dalle reazioni dei corrispondenti nodi della sovrastruttura cambiate di segno.

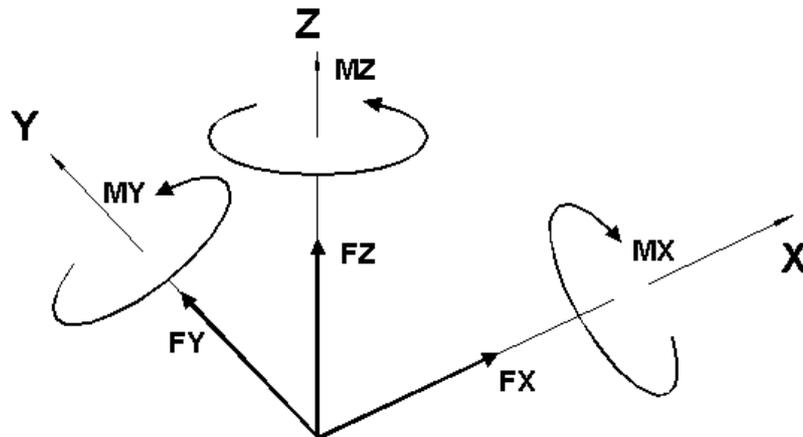


Figura 1.1 - Carichi nei nodi

1.2 1.2 Piano rigido o deformabile

Nel caso di fondazioni superficiali tutti i nodi sedi di plinti superficiali o di travi con sezioni aventi coefficiente di sottofondo K_w non nullo, sono vincolati alla traslazione nel piano orizzontale che, pertanto, viene assunto come indeformabile estensionalmente. Tutti gli elementi resistenti di tipo superficiale (plinti superficiali, travi alla Winkler, platee superficiali)

sono caratterizzati da nodi con 3 soli gradi di libertà (traslazione verticale e rotazioni intorno agli assi X ed Y). Come conseguenza le uniche caratteristiche di sollecitazioni presenti nelle travi sono quelle di flessione retta (nel piano verticale), taglio (nel piano verticale) e torsione. Nel caso di travi di collegamento di plinti superficiali e solo nel caso in cui dette travi non siano considerate su suolo elastico (se sono sospese o il terreno ad esempio è di riporto), il programma assegna (indicando tra le opzioni dei Dati Generali la caratterizzazione sismica del terreno) a dette travi uno sforzo normale di trazione aggiuntivo valutato secondo le indicazioni del § 7.2.5 NTC.

Nel caso di fondazioni su pali il piano di fondazione è individuato dal piano contenente i nodi di estradosso delle testate dei pali (intersezione degli assi dei pali con la superficie orizzontale dell'estradosso delle testate). Nel caso comune in cui l'insieme delle strutture di collegamento dei pali possano considerarsi estensionalmente rigide (platea su pali, graticcio di travi su pali o plinti su pali con grande rigidità flessionale delle travi di collegamento nel piano orizzontale), gli spostamenti di tutti i nodi nei gradi di libertà traslazionali in direzione X, Y e quello rotazionale intorno all'asse Z vengono riferiti ad un unico nodo aggiuntivo nel piano (nodo *master*). Nel caso in cui detta rigidità estensionale non interessi la totalità dei nodi (CIRCOSTANZA DA EVITARE) il piano è deformabile e tutte le travi di collegamento dei pali (o dei plinti su pali), le travi vanno calcolate in presso-tenso flessione deviata.

1.3 1.3 Pilastrini e Bicchieri

I pilastrini non formano oggetto di calcolo delle armature da parte del programma ma la posizione del baricentro della loro sezione di attacco alle strutture di fondazione definisce univocamente la posizione dei principali nodi strutturali della fondazione stessa. I pilastrini hanno sempre rigidità nulla ed il loro nodo baricentrico rappresenta il punto di applicazione dei carichi nodali assegnati nelle combinazioni nodali. In altre parole i nodi principali della struttura di fondazione devono essere assegnati in modo da coincidere con i baricentri delle sezioni dei pilastrini e delle pareti che si innestano nelle fondazioni. E' necessario assegnare le dimensioni dei pilastrini nel caso dei plinti (per valutare i momenti flettenti di progetto a filo dei pilastrini stessi e per la verifica a punzonamento), e nel caso delle platee (per effettuare la verifica al punzonamento).

Il programma assegna automaticamente concetti rigidi ai tratti estremi delle travi ricadenti all'interno della sagoma dei pilastrini (cfr. [1.7.1](#)^[10]). Questi concetti rigidi possono essere modificati manualmente dall'utente deselezionando la casella 'Concetti rigidi automatici' nella finestra dei Dati Generali.

Le sollecitazioni trasmesse dai pilastrini ai nodi della fondazione vanno sempre riferite agli assi generali X,Y,Z della struttura ([§ 1.1.1](#)^[4]).

Nell'archivio pilastrini è possibile definire pilastrini rettangolari con bicchiere collegato alla struttura di fondazione (plinto, trave, platea). **Il programma progetta le armature del bicchiere** ed effettua le verifiche secondo le CNR10025.

1.3.1 1.3.1 Conci rigidi pilastri

Solo nel caso di plinti superficiali il programma assume automaticamente un concio rigido (Figura 2.1) che collega verticalmente il nodo L' di attacco del pilastro all'estradosso della fondazione (coincidente per definizione al piano X, Y del riferimento generale) al nodo L in cui viene concentrata la rigidità elastica del terreno (modellato alla winkler). Ciò consente di considerare nel calcolo la rotazione rigida del plinto (modellato come un corpo rigido) prodotta dalle forze orizzontali di taglio trasmesse dai pilastri; detta rotazione, a causa del notevole spessore del plinto, influenza sensibilmente gli sforzi trasmessi al terreno.

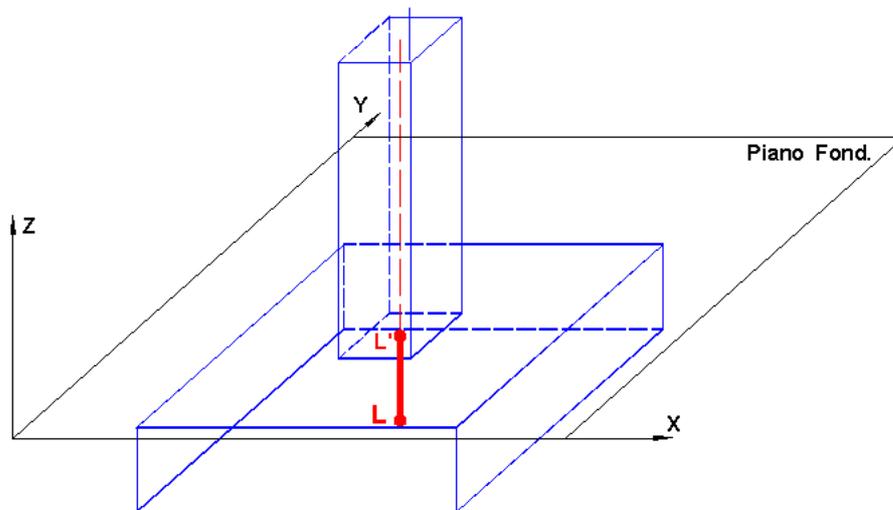


Fig. 2.1 Concio rigido pilastro su plinto

1.4 1.4 Pareti

Anche le pareti (definite nel § 7.4.3.1 delle NTC) non formano oggetto di calcolo del presente programma ma il loro baricentro rappresenta il nodo in cui vengono applicate le azioni trasmesse dalle strutture in elevazione. Il loro ingombro nel grafico della struttura è, pertanto, solo indicativo anche per quanto riguarda la generazione dei conci rigidi delle travi collegate alle pareti. Cioè i conci rigidi vanno assegnati direttamente nella griglia dei dati travi.

In definitiva le sezioni rettangolari delle pareti vengono considerate in maniera del tutto simile ai pilastri (§ 1.3⁵⁷) cioè il nodo di collegamento tra parete e fondazione corrisponde al baricentro della sezione della parete. I carichi trasmessi dalle pareti alla struttura di fondazione sono sempre concentrati ed applicati al suddetto nodo. Per modellare la rigidità delle travi di fondazione superficiali sotto le pareti (nel piano della parete) è opportuno modellare i tratti rigidi, compresi tra le due estremità (in pianta) delle pareti, mediante travi fittizie assegnate per dati come esemplificato nell'[Esempio 4](#)¹⁸⁸ di questo manuale.

1.5 Pannelli di taglio

Questo termine viene riportato solo per coerenza con il programma Edifici in ca in cui vengono definite come pareti dotate di sola rigidità tagliante nel proprio piano a causa della loro notevole estensione in pianta rispetto alla loro altezza (tipicamente pareti di cantinato).

Anche i pannelli di taglio come le pareti (definite nel § 7.4.3.1 delle NTC) non formano oggetto di calcolo del presente programma ma il loro baricentro rappresenta il nodo in cui vengono applicate le azioni trasmesse dalle strutture in elevazione. Il loro ingombro nel grafico della struttura è, pertanto, solo indicativo anche per quanto riguarda la generazione dei conci rigidi delle travi collegate alle pareti. Cioè i conci rigidi vanno assegnati direttamente nella griglia dei dati travi.

In definitiva le sezioni rettangolari delle pareti vengono considerate in maniera del tutto simile alle [pareti](#)^[6] cioè il nodo di collegamento tra parete e fondazione corrisponde al baricentro della sezione della parete. I carichi trasmessi dalle pareti alla struttura di fondazione sono sempre concentrati ed applicati al suddetto nodo.

1.6 Impronte Rigide

Una impronta rigida al pari di un plinto rigido superficiale ([§ 1.9](#)^[22]) viene qui definita come una sezione rettangolare orizzontale infinitamente rigida a flessione a contatto del terreno atta a modellare la rigidità del terreno concentrandola nel baricentro della sezione. Il baricentro della sezione corrisponde al nodo di inserimento in pianta e la sua interazione col terreno è definita dal modulo di sottofondo di winkler.

Il suo impiego può nascere dalla esigenza di modellare più realisticamente l'interazione delle travi di fondazione superficiali in corrispondenza di [pareti](#)^[6] di notevole larghezza. Volendo schematizzare come [conci rigidi](#)^[10] i tratti delle due travi di Fig. 3.1 in corrispondenza della parete verrebbe a mancare, in tali tratti, la reazione del terreno in quanto essa viene definita solo lungo i tratti deformabili delle travi su suolo elastico. Inserendo invece nel nodo **M** una impronta rigida avente sezione pari all'impronta delle travi in corrispondenza dei due tratti rigidi, si riesce a tenere conto sia della reazione elastica del terreno che della indeformabilità delle travi sotto la parete. Nella stessa figura si può notare che in corrispondenza del nodo **L** di attacco di un qualsiasi pilastro si può evitare l'inserimento dell'impronta rigida in quanto si ha una certa compensazione tra le superfici di sovrapposizione dei tratti deformabili delle travi e le superfici escluse in quanto corrispondenti ai conci rigidi delle travi.

PIANTA FONDAZIONI



PIANTA IMPRONTE SUL TERRENO



Fig. 3.1 - Impronta rigida

1.7 1.7 Travi

Le travi sono aste monodimensionali a sezione costante, da definire nell'*archivio sezioni travi* (§ 2.2.17^[70]), caratterizzate dal fatto di collegare due qualsiasi nodi della struttura. L'ordine di assegnazione dei due nodi definisce il verso positivo della trave che va dal nodo iniziale (primo nodo assegnato) al nodo finale (secondo nodo assegnato).

Nell'ambito del presente programma una trave è, in generale, composta da un tratto deformabile, cui è riferita la sezione (costante per l'intera lunghezza del tratto deformabile) assegnata alla trave, e da due concetti rigidi (link, offset) che collegano le estremità di tale tratto deformabile con i nodi (figura 4.1). Denominati **I** il nodo iniziale e **J** il nodo finale e **I'**, **J'** i corrispondenti estremi del tratto deformabile dell'asta coincidenti con i baricentri delle sezioni di estremità, si definisce per l'asta il seguente sistema locale di riferimento:

- Asse locale x: congiungente il nodo **I'** con **J'** con origine in **I'** e verso positivo da **I'** a **J'**. Per l'ipotizzata costanza della sezione trasversale, l'asse x è anche l'asse longitudinale baricentrico della trave. I punti **I'** e **J'** sono individuati attraverso le eccentricità e_X , e_Y , e_Z relative ai corrispondenti nodi **I**, **J** misurate nel sistema di riferimento generale X,Y,Z;
- Assi locali z, y: coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione e quindi con origine in **I'** ed orientati rispetto a x secondo la regola della

mano destra (pollice= x ; indice= y ; medio = z) valida, del resto, anche per gli assi generali.

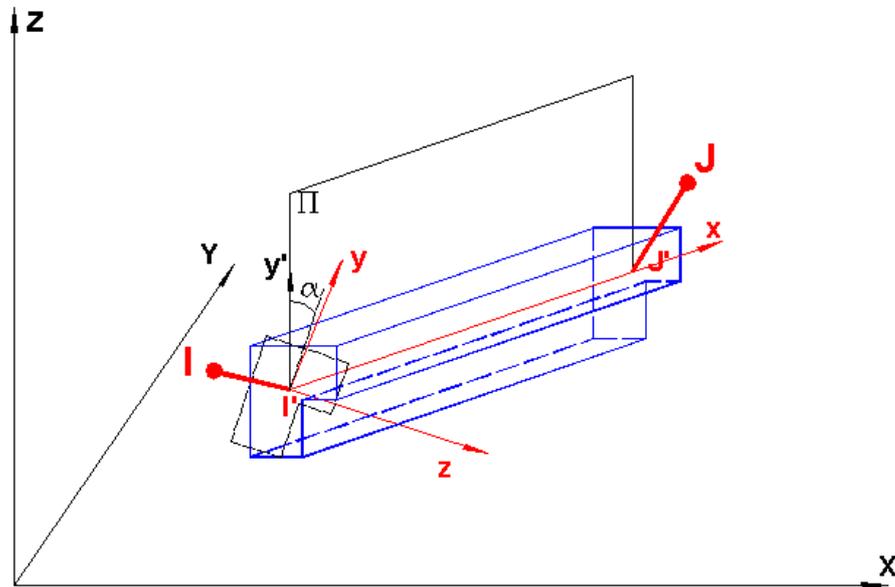


Figura 4.1 - Definizione di trave

Poichè si è scelto di riferire l'intera struttura di fondazione (piano X, Y di riferimento e nodi) al piano di estradosso delle travi di fondazione risulta comodo utilizzare come sistema di riferimento sezionale delle travi, in alternativa a quello baricentrico, quello y',z' avente per origine un punto caratteristico della sezione appartenente all'estradosso della sezione stessa. In figura 5.1 sono mostrati, per le sezioni previste in archivio, entrambi i sistemi di riferimento utilizzati sia per la definizione delle sezioni (nell'archivio sezioni travi [§2.2.17^[70]]) sia per il successivo posizionamento della trave nel sistema generale di riferimento. La scelta del riferimento y',z' effettuata nell'archivio sezioni travi per una data sezione si riflette successivamente nel posizionamento di tutte le travi che adottino tale sezione tra le proprie caratteristiche. In figura 5.1 sono visualizzate le principali tipologie di sezioni predefinite previste nell'archivio sezioni travi del programma con l'indicazione delle 2 coppie alternative di assi y',z' di riferimento. Le origini **P** e **G** (da scegliere in maniera alternativa nell'archivio sezioni travi^[70]) degli assi y',z' sono i punti che vanno a sovrapporsi all'estremo iniziale **I'** del tratto deformabile nella fase successiva di assegnazione della sezione alla trave. In particolare i punti di tipo P delle sezioni a T e con Flange sono localizzati sempre nel punto medio del lato superiore dell'anima della sezione.

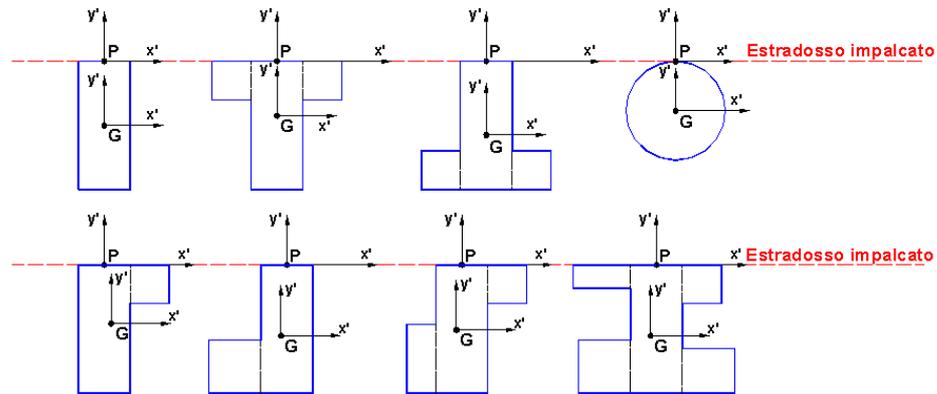


Figura 5.1 - Sezioni travi con assi di posizionamento

Per tutte le travi su suolo elastico il regime di sollecitazione flessionale è quello di flessione retta anche per le sezioni non simmetriche rispetto all'asse y' baricentrico. Il regime di flessione retta è, in generale, quello previsto per default per tutte le travi via via assegnate; in questo caso l'asse neutro della sezione resta sempre parallelo all'asse x' ed il momento flettente M_y è sempre nullo. Nel caso di fondazioni su pali e solo per piano di fondazione definito come non rigido è però sempre possibile successivamente, e per le sole sezioni di trave con costante di sottofondo nulla, attivare l'opzione che ne consente il calcolo in regime di flessione deviata facendo quindi riferimento agli effettivi assi principali d'inerzia y, z della sezione di solo conglomerato.

Le travi definite nell'ambito del piano rigido di fondazione hanno sempre sforzo normale nullo (in realtà è indeterminato ma comunque piccolo per l'ammessa grande rigidità membranale dell'impalcato).

Nel caso di *sezioni generiche* assegnate cioè per dati (momenti di inerzia, polare, aree di taglio) il riferimento può essere costituito dal solo baricentro G .

1.7.1 1.7.1 Conci rigidi travi

In fase di input la singola trave di fondazione che collega due pilastri viene inizialmente rappresentata da una linea retta che collega i nodi baricentrici dei due pilastri. Questa linea è la congiungente dei nodi di tipo P (figura 5.1) di estradosso delle sezioni iniziale e finale del tratto deformabile della trave. Se nella sezione assegnata alla trave è stato invece scelto il baricentro della sezione quale riferimento di posizionamento la linea rappresenta invece la congiungente dei baricentri delle sezioni iniziali e finali della trave.

Nel caso in cui sia attiva tra i *dati generali* (§ 2.2.2^[47]) l'opzione *conci rigidi automatici*, vengono generati automaticamente, nei tratti della linea che ricadono internamente ai pilastri, dei conci rigidi che definiscono il tratto deformabile della trave. La generazione automatica dei conci rigidi è attiva per default per tutte le travi di piano in corrispondenza dei pilastri

ma non delle pareti per le quali va sempre definita manualmente nell'apposita tabella dei dati travi (§ 2.2.6^[59]). La generazione automatica dei conci rigidi può essere disattivata in qualsiasi momento (anche all'avvio del programma) ed in tal caso i conci rigidi delle travi potranno essere assegnati e/o modificati direttamente dall'utente (nella griglia della scheda *travi*).

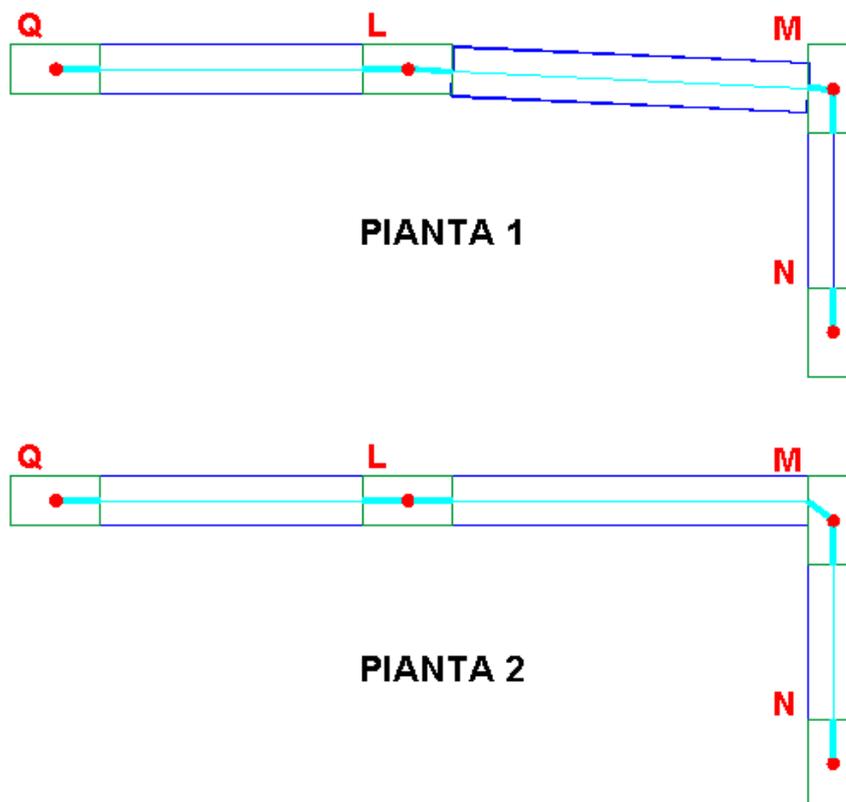


Figura 6.1 - Conci rigidi travi di fondazione

Nella PIANTA 1 di figura 6.1 è mostrato l'inserimento iniziale (da effettuare col mouse vedi § 2.1.3^[39]) di 3 travi a sezione rettangolare che collegano i baricentri dei pilastri **Q**, **L**, **M**, **N** (nodi strutturali per definizione). In particolare le linee rette che collegano a due a due i nodi baricentrici evidenziano, nei tratti interni al perimetro dei pilastri, conci rigidi delle travi generati automaticamente dal programma. Nella PIANTA 2 per ottenere l'allineamento del filo esterno della trave **L-M** con il reale filo dei pilastri è stata spostata la trave stessa dalla iniziale posizione o mediante l'apposito comando di snap trave a grip pilastro (§ 2.1.3^[39]) o mediante modifica delle misure dei conci rigidi direttamente nella tabella dei *dati travi* (§ 2.2.6^[59]).

I conci rigidi delle travi visualizzati dal programma dopo il calcolo possono essere differenti da quelli visualizzati in fase di input. Questo accade se nella generica sezione della trave generata in fase di input (vedi figura 7.1) è stato assunto un punto di inserimento di tipo P (cioè di estradosso) che risulta collegato ai nodi I,J mediante conci rigidi disegnati in colore ciano. In fase di Output (cioè dopo il calcolo) i conci rigidi diventano quelli (in rosso) che collegano i nodi I-J ai baricentri delle sezioni di estremità

dei conci rigidi di calcolo (in conformità con il calcolo effettivamente svolto dal programma).

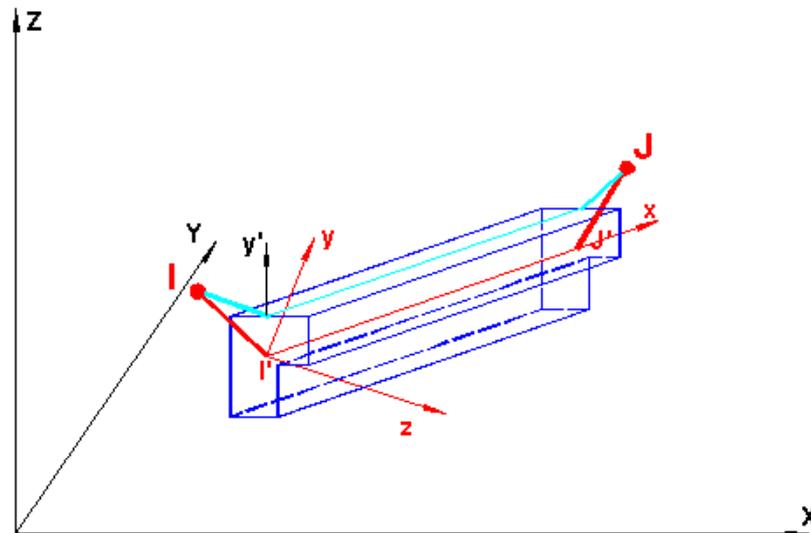
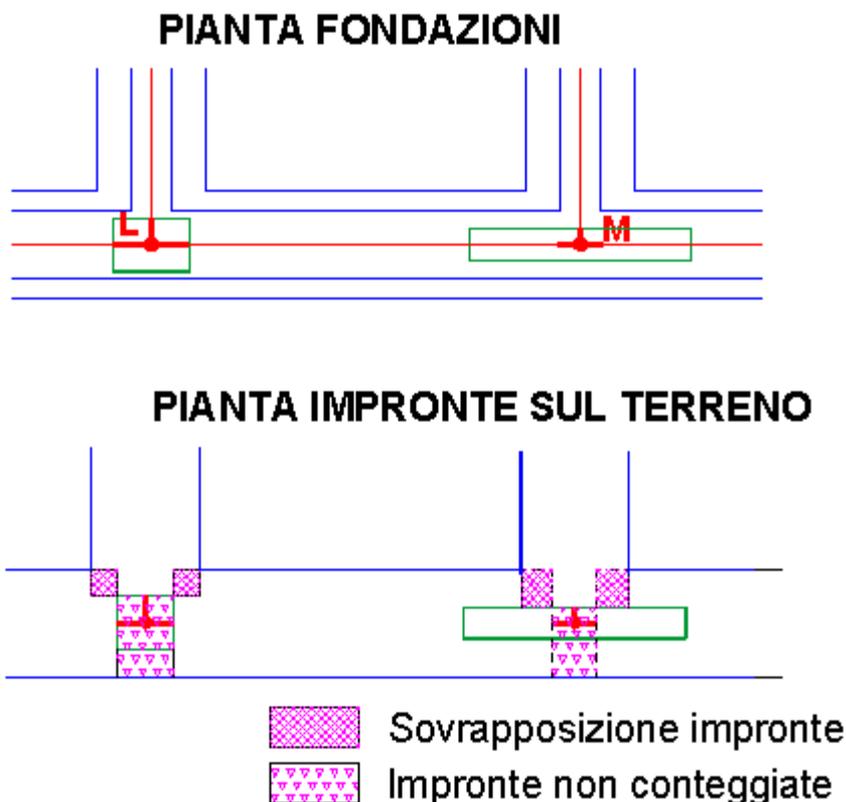


Figura 7.1 - Conci rigidi di input e di calcolo

Si fa presente che ogni variazione dimensionale dei conci rigidi delle travi ha sempre effetto ai fini della determinazione degli sforzi nella struttura e cioè la matrice di rigidezza dell'asta tiene sempre conto delle 3 componenti di eccentricità di ciascun concio rigido assegnato. Ciò a differenza di alcuni programmi che distinguono la rappresentazione grafica dallo schema geometrico poi effettivamente utilizzato per il calcolo.

Per le **travi di fondazione** su suolo elastico alla Winkler il programma non prevede la generazione automatica dei conci rigidi in corrispondenza delle pareti (§ 1.4⁶). La ragione di questa scelta scaturisce dal fatto che **le reazioni del terreno sono applicate al solo tratto deformabile della trave e non ai conci rigidi** che nelle pareti assumerebbero una notevole lunghezza escludendo di conseguenza la reazione del terreno per una eccessiva superficie (quella sottostante alla suola della fondazione per tutta la lunghezza dei conci rigidi). Nella sottostante figura è illustrata la differente scelta dei conci nelle travi di fondazione nel caso di un pilastro (nodo L) e di una parete (nodo M). Nelle travi di fondazione che confluiscono nel pilastro **L** si sono assunti i conci rigidi così come generati automaticamente ottenendo una certa compensazione tra le aree delle impronte sul terreno delle diverse travi che si sovrappongono tra loro e l'area che resta esclusa da dette impronte. I conci rigidi relativi delle travi convergenti nel nodo **M** (parete) sono stati invece assegnati direttamente allo scopo di ottenere una certa compensazione tra le aree delle impronte sovrapposte e quelle non considerate.



Nel caso di pareti estese o addirittura continue come quelle dei muri di cantinato, va evitata la schematizzazione delle fondazioni di tali pareti mediante sezioni definite mediante le solite geometrie (sezioni a T ad L etc) poichè sarebbe inutile il calcolo delle armature di tali sezioni in quanto solidali alle pareti: il solo interesse progettuale di tali suole di fondazione consiste nel valutare le pressioni di contatto. In questi casi si suggerisce di generare alle estremità della parete estesa due nodi fittizi da collegare al nodo baricentrico mediante due travi alla winkler molto rigide nel piano verticale (grande inerzia J_z) le cui sezioni vanno assegnate nell'archivio "[sezioni travi](#)"^[70] come **sezioni generiche** ("per dati") assegnando, oltre alla costante di sottofondo alla winkler, la larghezza della base di appoggio pari a quella della suola della parete.

1.7.2 1.7.2 Carichi - Sforzi nelle travi

I carichi ripartiti possono essere linearmente variabili (costanti, triangolari e trapezi) e sono per default riferiti al solo tratto deformabile dell'asta. Per ogni trave (§ 2.2.9^[63]) è comunque disponibile l'opzione che consente di considerare i carichi come ripartiti anche sulla lunghezza dei conci rigidi. I carichi q_x , q_y , q_z possono essere riferiti agli assi principali d'inerzia x , y , z della sezione (per default) o agli assi generali di riferimento X , Y , Z (figura 8.1).

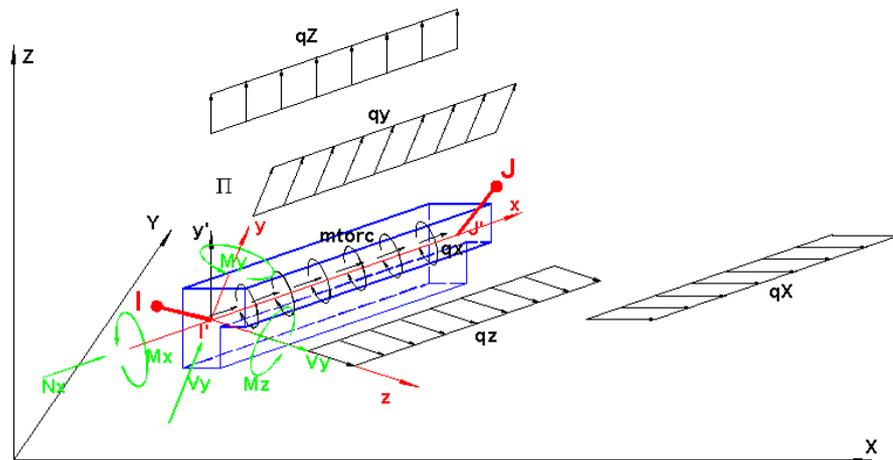


Figura 8.1 - Convenzioni trave

Il carico torcente q_{torc} è sempre riferito all'asse longitudinale baricentrico della trave.

Sempre in figura 8.1 sono visualizzate le convenzioni positive per le seguenti sei componenti di sforzo con riferimento alla sezione iniziale del tratto deformabile:

- N_x sforzo assiale (assunto sempre nullo nel caso di travi appartenenti a piano rigido)
- V_z, V_y sforzi taglianti nelle direzioni degli assi principali d'inerzia della sezione
- MT momento torcente
- M_z, M_y momenti flettenti intorno ai rispettivi assi principali d'inerzia della sezione

Il programma calcola gli sforzi solo nelle sezioni appartenenti al tratto deformabile dell'asta: le sezioni di calcolo vengono pertanto individuate mediante il solo valore dell'ascissa lungo l'asse x baricentrico la cui origine è proprio il baricentro della sezione iniziale del tratto deformabile (punto origine I in figura). Oltre che nelle sezioni iniziale e finale gli sforzi vengono calcolati in un numero di sezioni intermedie equidistanziate tra loro in funzione del valore assegnato al parametro '*lunghezza di discretizzazione*' nella finestra dei dati generali (§ 2.2.2^[47]); assumendo per tale parametro il valore dL , il numero n di sezioni intermedie è così valutato dal programma: $n = \text{Int}(L / dL)$ essendo L la lunghezza deformabile della trave.

Nel caso corrente in cui la trave sia assegnata (come quasi sempre accade in programma) in regime di **flessione retta**, i carichi e gli sforzi non fanno riferimento agli assi principali d'inerzia y, z bensì agli assi y', z' di posizionamento della sezione (nell'[archivio sezioni travi](#)^[70]) con origine nel baricentro. In questo caso non vanno assegnati i carichi ripartiti q_z in quanto il programma pone rigidità flettente e tagliante nulle nel piano xz' : le deformazioni provenienti dal calcolo assumerebbero di conseguenza valori enormi nel piano xz' (trave labile).

1.7.3 1.7.3 Vincoli interni travi

Anche se nelle costruzioni in c.a. le aste risultano quasi sempre rigidamente collegate tra loro (vincolo interno di incastro) il programma prevede per ogni trave (o pilastro) la possibilità di liberare 1 o più gradi di libertà in corrispondenza del baricentro delle due sezioni di estremità del tratto deformabile (punti I' e J' in [figura 8.1](#)⁸).

Denominati in entrambi i suddetti punti (I',J') con U_x, U_y, U_z i gradi di libertà traslazionali e con R_x, R_y, R_z quelli rotazionali, per evitare labilità interne dell'asta non sono consentiti:

- Il rilascio di U_x ad entrambi gli estremi
- Il rilascio di U_y ad entrambi gli estremi
- Il rilascio di U_z ad entrambi gli estremi
- Il rilascio di R_x ad entrambi gli estremi
- Il rilascio di R_y ad entrambi gli estremi e di U_z ad uno degli estremi
- Il rilascio di R_z ad entrambi gli estremi e di U_y ad uno degli estremi

1.7.4 1.7.4 Travi di fondazione

Le travi definite nel piano di fondazione possono essere di vario tipo:

Travi su suolo elastico alla Winkler

Vengono definite, come le travi non interagenti col terreno, attraverso la definizione dei nodi iniziale e finale nonché di una delle sezioni trasversali assegnate nell'*archivio sezioni travi* in cui vanno specificate la costante di sottofondo verticale k_w e la larghezza della base di appoggio a contatto col terreno. Il terreno (caratterizzato unicamente dal suddetto parametro k_w) viene schematizzato mediante molle concentrate verticali applicate nei nodi dei conci in cui viene suddivisa la singola trave (figura 9.1). Il numero n dei conci di trave viene determinato automaticamente dal programma a partire dal valore assegnato al parametro '*Lunghezza di discretizzazione*' nella finestra dei Dati Generali:

$$n = \text{Int} (L / dL) + 1$$
 essendo L la lunghezza del tratto deformabile dell'asta e dL detta lunghezza di discretizzazione assegnata.

La singola trave viene considerata nel calcolo come una sottostruttura costituita da un insieme di aste consecutive collegate alle estremità (anche attraverso conci rigidi) ai due nodi di definizione della trave. In tutti i nodi dei conci è applicata una molla concentrata verticale (vincolo nodale elastico) che ad esempio per un nodo intermedio vale $K = k_w \cdot dL \cdot B$ in cui dL è la lunghezza del concio e B è la larghezza della base di appoggio sul terreno; per i due nodi estremi la rigidezza della molla è la metà del precedente valore. E' anche presente una rigidezza torsionale del terreno prodotta dalle stesse molle verticali lungo la direzione trasversale della base di appoggio: $K_{\text{torc}} = k_w \cdot dL \cdot B^3 / 12$.

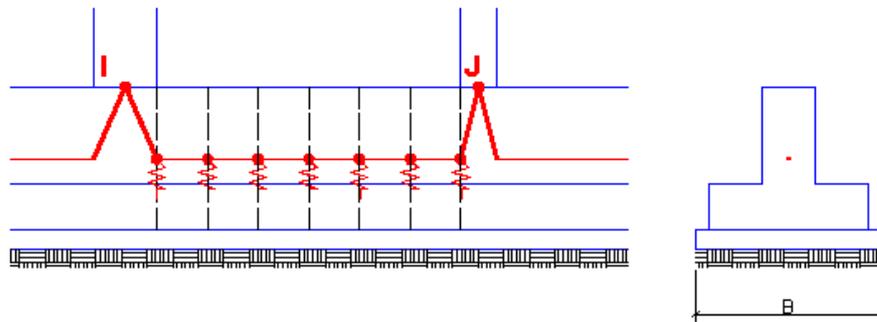


Figura 9.1 - Modellazione di trave su suolo elastico

La soluzione numerica consiste nel costruire la matrice di rigidezza dell'asta **I-J** a partire da quelle dei singoli conci. Nella matrice di rigidezza relativa all'intera struttura non verranno, pertanto, assemblate le matrici dei singoli conci bensì quella dell'intera sottostruttura **IJ** costituita dall'insieme dei conci. La precisione della soluzione dipende dalla lunghezza della discretizzazione dL assegnata. Un confronto svolto nel capitolo 6 (esempi di validazione) con la soluzione in forma chiusa della trave di Winkler in [14]^[207] mostra piccole differenze nei risultati del tutto compatibili con le altre incertezze del calcolo (prime tra tutte la scelta del coefficiente di sottofondo K_w ed a seguire lo stato di coazione per viscosità e ritiro delle strutture di fondazione).

Nei nodi di estremità delle travi di fondazione su suolo elastico (cioè con sezione caratterizzata da $K_w > 0$) il programma prevede vincoli fissi alla traslazione nel piano X, Y orizzontale ed alla rotazione intorno all'asse verticale Z . Non sono pertanto ammesse reazioni vincolari elastiche orizzontali in tutti i nodi di contatto trave-terreno; cioè si stabilisce la perfetta aderenza tra il terreno e la suola delle travi ed inoltre che non ci possano essere spostamenti orizzontali relativi tra i nodi della fondazione grazie ad una notevole rigidezza assiale delle strutture di fondazione (da assicurare mediante un opportuno dimensionamento).

A causa dei suddetti vincoli alla traslazione orizzontale lo sforzo normale ed il momento trasversale M_y nelle travi sono sempre identicamente nulli e, pertanto, l'asse neutro a flessione resta sempre parallelo al piano orizzontale di fondazione.

Anche per i plinti superficiali e per le platee di fondazione sono previsti vincoli fissi alla traslazione orizzontale per tutti i nodi.

Per la valutazione di K_w (funzione tra l'altro della dimensione B della larghezza di contatto) si rimanda al § 1.12^[30] (terreno di fondazione).

Travi di collegamento tra plinti

Queste travi svolgono varie funzioni statiche:

- Sostengono le tompagnature tra un pilastro e l'altro ripartendone il carico o direttamente sul terreno o riportandolo sui plinti
- Assorbono una consistente aliquota parte dei momenti flettenti trasmessi dai pilastri ai rispettivi plinti (specie nel caso di plinti superficiali eccentrici) rendendo più uniformi le tensioni di contatto terreno-plinto evitando la parzializzazione del contatto stesso (effetto di centramento)

- In zona sismica irrigidiscono estensionalmente il sistema di fondazione attraverso collegamenti orizzontali fra fondazioni (§ 7.2.5.1 NTC).

A seconda dei casi queste travi potranno essere considerate su suolo elastico ($k_w > 0$) o, in mancanza di adeguata portanza del terreno, come normali travi in elevazione ($k_w = 0$).

In presenza di fondazioni su plinti superficiali i nodi in cui sono posizionati i plinti sono vincolati alla traslazione orizzontale come nel caso precedente delle travi su suolo elastico. Lo sforzo normale e quello flettente nel piano orizzontale sono quindi identicamente nulli. Nel caso di travi di collegamento in zona sismica (e quindi per le sole combinazioni definite sismiche in programma) va comunque effettuata una verifica a pressoflessione retta assumendo come sforzo normale il valore convenzionale stabilito dalle norme (punto 7.2.5.1 NTC) fatta eccezione per fondazioni su i terreni di tipo A e per edifici ricadenti in zona 4 (bassa sismicità).

Nel caso in cui la trave nei due tratti terminali sia inglobata in plinti superficiali molto più rigidi (nel calcolo vengono considerati come corpi rigidi su letto di molle alla winkler) è opportuno considerare come deformabile il solo tratto della trave esterno al perimetro dei plinti ed assegnare alla trave idonei concetti rigidi come ad esempio esemplificato in figura 10.1.

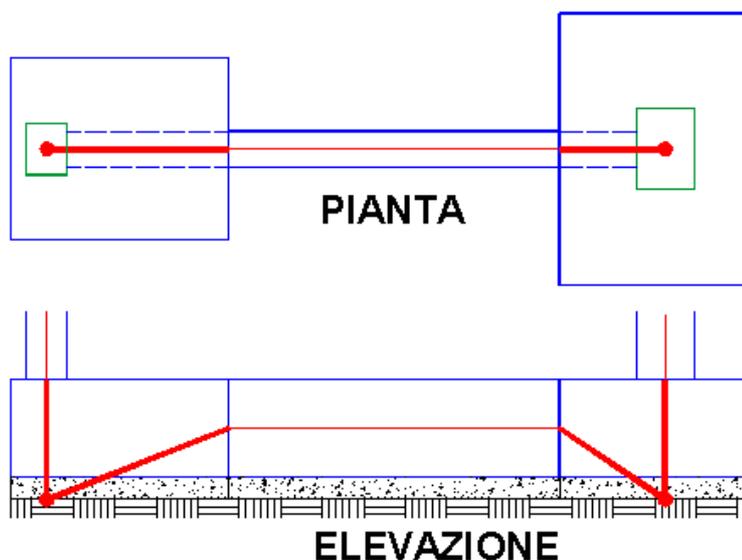


Figura 10.1 - Trave di collegamento tra plinti

Nel caso in cui le travi di collegamento interessino plinti su pali o platee su pali si trascura, di norma, la reazione elastica del terreno (dotato di scarsissima portanza in superficie). Non sono più presenti, di conseguenza, i suddetti vincoli fissi alla traslazione. Va invece assunta l'ipotesi di piano di fondazione estensionalmente rigido come richiesto dalle norme (§ 7.2.2 NTC). In alcuni casi particolari (da evitare il più possibile) l'ipotesi di piano rigido potrebbe non essere plausibile come nel caso di plinti su pali molto rigidi collegati tra loro solo a mezzo di travi flessibili nel piano orizzontale. In questo caso le travi di collegamento possono essere calcolate, in alternativa, anche in presso-tenso flessione

deviata. Nel caso di plinti su pali le travi devono avere sezioni con $k_w=0$ (non sono ammesse travi alla winkler in presenza di pali (il § 7.2.2 delle NTC stabilisce che deve essere evitato l'uso contesuale di fondazioni su pali con fondazioni superficiali). Solo in casi particolari le NTC 2018 (vedi **fondazioni miste** §3.4^[126] manuale) consentono la collaborazione tra la portanza dei pali e quella del terreno sotto la platea.

1.8 1.8 Platea di fondazione

In questo programma la modellazione di una platea di fondazione è basata sulla definizione di un insieme di campi di piastra quadrilateri ognuno dei quali viene identificato attraverso 4 nodi. I nodi vanno preventivamente assegnati nel piano di fondazione e possono corrispondere ai nodi baricentrici di pilastri, pareti, pali ed anche a nodi privi di altri elementi collegati. La regola principale da seguire nella assegnazione dei campi è quella per cui i due lati comuni di due campi adiacenti devono avere gli stessi nodi di estremità (i lati adiacenti devono essere cioè sovrapponibili); inoltre un qualsiasi nodo di un campo non può ricadere all'interno di un lato di un altro campo; in un nodo, infine, non possono convergere i vertici di più di 4 campi. In figura 11.1 è visualizzata una platea trapezia che fa da fondazione superficiale a 2 pilastri (plinto binato flessibile). Nella pianta sono visualizzati in rosso gli unici due nodi provenienti dai piani in elevazione e coincidenti con i baricentri delle sezioni dei pilastri. Nel piano di fondazione va effettuata la suddivisione in campi di piastra quadrilateri (in questo caso 6) che parte con l'individuazione di n. 10 nodi ulteriori posti nei vertici dei quadrilateri (da assegnare nel piano fondazioni). Ognuno dei 6 campi va generato nel programma inserendo nella scheda dei campi di platea i numeri dei 4 nodi di vertice di ognuno dei campi previsti. Lo stesso inserimento può essere effettuato più rapidamente col mouse tramite l'apposito comando presente nella toolbar con gli appositi pulsanti di generazione (§ 2.1.3^[39]).

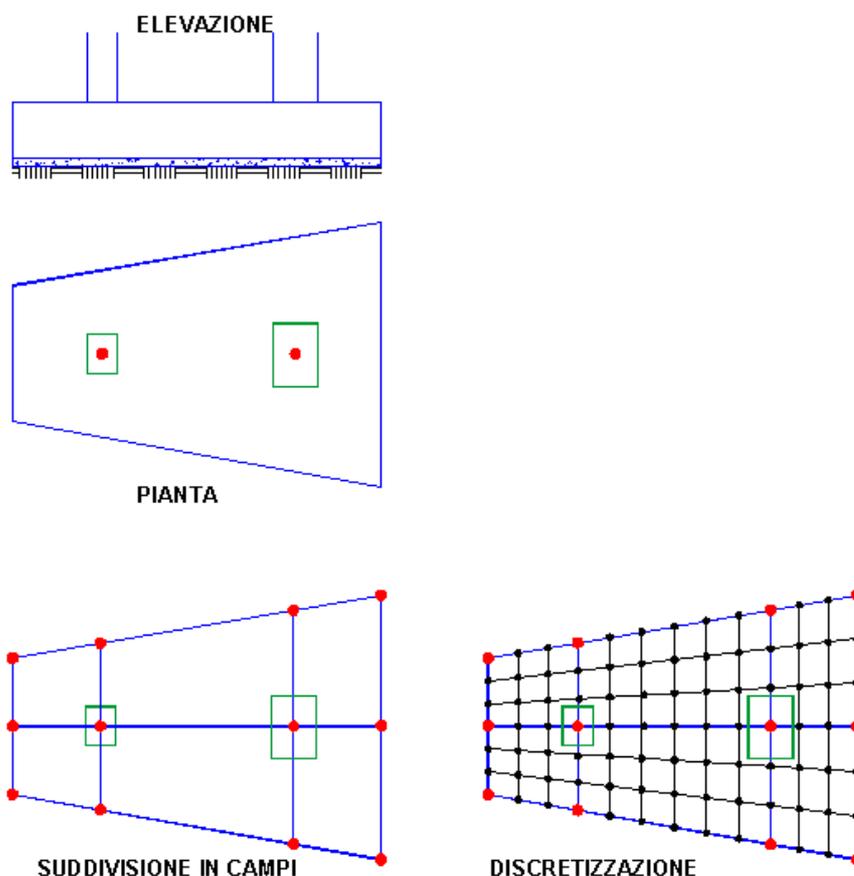


Figura 11.1 - Esempio modellazione platea superficiale

Ad ogni campo va associata una delle tipologie assegnate nell'apposito **archivio sezioni campi** (§ 2.2.19^[74]) i cui dati riguardano, oltre alle caratteristiche dei materiali, il modulo elastico di reazione verticale k_w del terreno, lo spessore del campo, la pressione limite di progetto del terreno.

Ad ogni campo e per ogni condizione di carico può essere assegnato un carico uniformemente ripartito (positivo se diretto verso l'alto cioè concorde con la direzione positiva dell'asse generale Z). Eventuali carichi concentrati possono essere assegnati solo nei nodi (vedi al riguardo il § 1.1.1^[4]). Eventuali carichi verticali distribuiti lungo il singoli lati dei campi possono essere introdotti generando sul singolo lato una apposita trave fittizia la cui sezione deve essere del tipo 'assegnata per dati' e caratterizzata da momento d'inerzia nullo.

In fase di calcolo il programma effettua automaticamente la discretizzazione di ognuno dei campi di platea (figura 11.1) generando ulteriori nodi (colorati in nero in figura) che, insieme a quelli assegnati in input (colorati in rosso), definiscono gli elementi finiti quadrilateri che modellano la platea nella fase di calcolo. In ognuno dei nodi il programma provvede inoltre ad inserire un vincolo elastico verticale rappresentativo della reazione del terreno alla Winkler (naturalmente va posto $k_w > 0$ nell'**archivio sezioni campi**) la cui rigidità è valutata sulla base dell'area di influenza relativa a ciascun nodo. Gli elementi finiti generati sono del

tipo *piastra* con soli 3 gradi di libertà per nodo (2 rotazioni intorno agli assi generali X,Y e spostamento nella direzione dell'asse Z cioè ortogonale al piano dell'elemento); il calcolo fornisce i momenti flettenti m_X, m_Y e torcente m_{XY} in corrispondenza del singolo nodo come media dei valori calcolati nei vertici in comune degli elementi finiti posti in corrispondenza del nodo stesso. Nel caso di spessore uniforme della platea e di direzione delle armature parallele agli assi X,Y generali, il programma progetta in automatico una proposta per le armature della platea (§ 2.3.6^[100]) successivamente modificabili dall'utente.

Il numero di suddivisioni dei lati dei campi è basato sul parametro *max mesh* assegnato nei *dati generali* (§ 2.2.2^[47]). I nodi generati dal programma lungo il lato comune di due qualsiasi campi adiacenti consentono il comodo l'inserimento in fase di input di una eventuale **nervatura di irrigidimento** (trave) che verrà, nella fase di calcolo, automaticamente discretizzata in conci in corrispondenza degli stessi nodi generati sul lato in comune dei campi.

Nel caso di inserimento di tali nervature tra i nodi della platea superficiale ($k_w > 0$) occorre evitare la sovrapposizione delle aree di contatto col terreno della platea e della trave. Ciò si realizza facilmente assegnando valore nullo al modulo di sottofondo ($k_w = 0$) della sezione assegnata alla nervatura.

Se alla nervatura inserita tra i due pilastri della seguente figura 12.1 si assegnano le dimensioni della sezione rettangolare (modello 1 di figura), in realtà si sottovaluta l'effettiva inerzia flettente dell'insieme nervatura + platea in corrispondenza dei nodi di sovrapposizione. Infatti essendo la platea sprovvista di conci rigidi le rigidità flettenti della platea e della nervatura vengono conteggiate per semplice somma alla quota del piano rigido di fondazione, trascurando l'incremento d'inerzia dovuta alla collaborazione tra platea e nervatura (la platea che si incastra nella nervatura ha lo stesso effetto delle flange inferiori di una trave a T rovescio). Per tener conto della maggiore rigidità della nervatura si può adottare il modello 2 (figura 12.1) in cui alla sezione rettangolare si è sostituita una sezione a T rovescio (sempre con $k_w = 0$) in cui la lunghezza delle ali vengono dimensionate con un multiplo dello spessore della platea (2-3 volte).

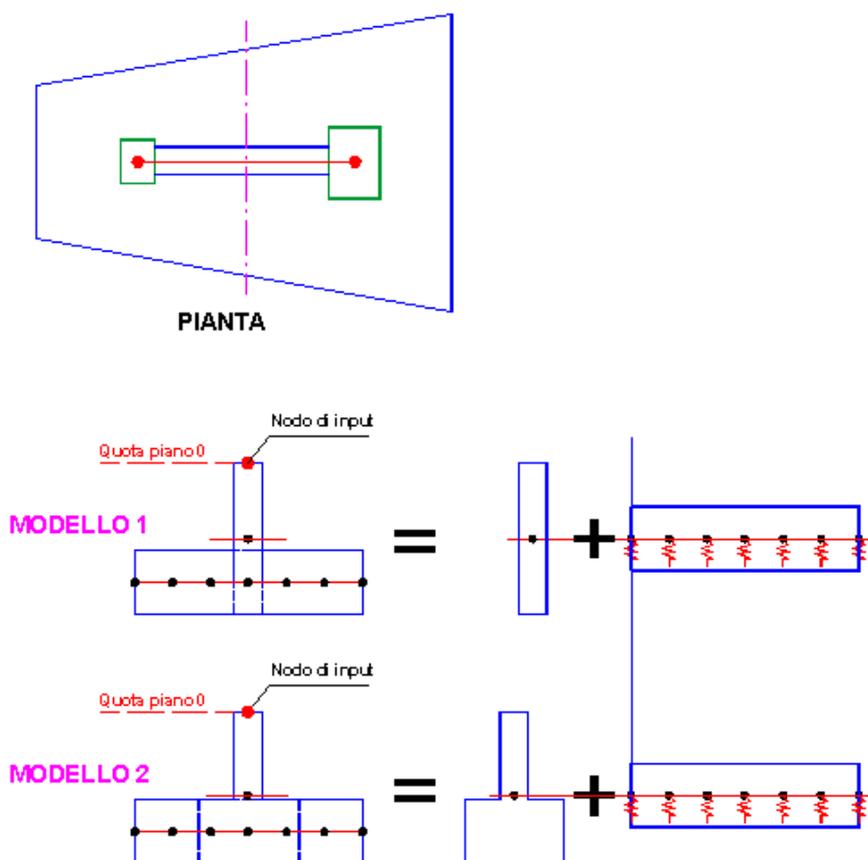


Figura 12.1 - Platea con nervature

Un esempio più complesso di modellazione di una platea è quello illustrato in figura 13.1; in esso sono presenti oltre ai pilastri anche n. 3 pareti poste nei nodi 4-5-8. La nervatura che collega il nodo 2 col nodo 9 è modellata assegnando le 4 travi 2-3, 3-5, 5-7, 7-9. I campi sono stati creati seguendo le regole indicate all'inizio di questo paragrafo. **Per non assegnare tramite coordinate la posizione dei numerosi nodi della platea non corrispondenti a pilastri e pareti è conveniente importare questi nodi tramite file *.dxf (§ 2.2.2^[47]).**

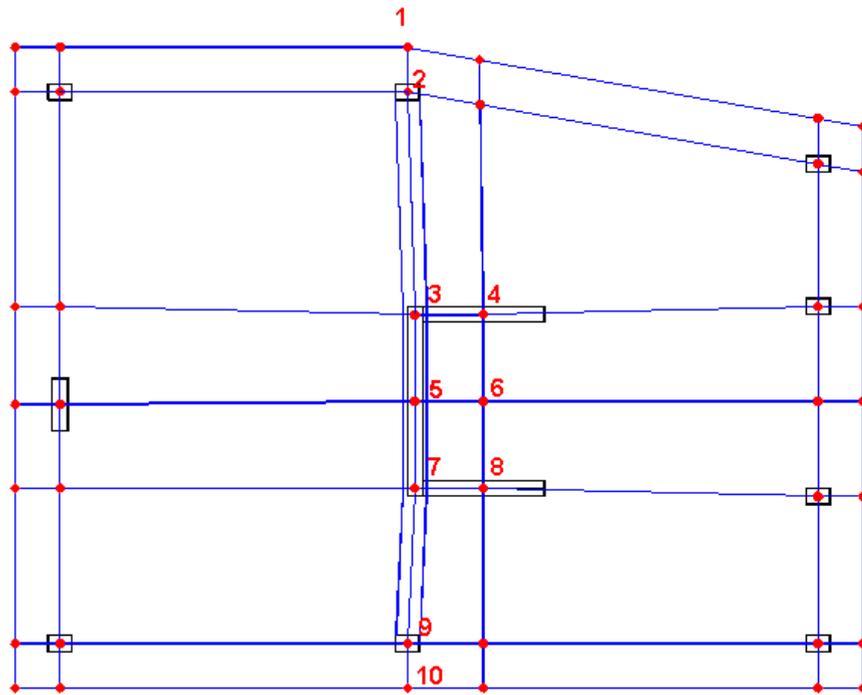


Figura 13.1 - Esempio modellazione campi di platea

1.9 Plinti superficiali

I plinti superficiali previsti in programma sono corpi rigidi a pianta rettangolare definiti oltre che dalle dimensioni dei lati in pianta e dallo spessore dai seguenti ulteriori dati, tutti assegnati nell'archivio tipologie plinti (§ 2.2.20^[75]):

- calcestruzzo (magrone) di sottofondo definito attraverso il suo spessore (anche nullo) e la sua sporgenza (anche nulla) rispetto al contorno del plinto
- classe del calcestruzzo e dell'acciaio di armatura con relativi copriferri nelle due direzioni di armatura (parallele ai lati del plinto)
- caratterizzazione del terreno mediante la costante di sottofondo k_w di Winkler e la pressione limite di progetto. E' il caso di sottolineare che sia k_w che la pressione limite dipendono non solo dal modulo elastico (secante) del terreno (stratificato o meno di spessore infinito o finito) ma anche dalle dimensioni dell'impronta del plinto, e dagli altri parametri calcolabili mediante i programmi di servizio descritti nei § 4.3^[142] e 4.9^[159] di questo manuale.

La reazione elastica del terreno rappresentata dal valore della costante di sottofondo viene considerata attiva già sul magrone di sottofondo che per quanto sopra detto può avere una superficie in pianta maggiore del plinto stesso (la sporgenza del magrone non deve però superare il suo spessore).

I plinti assegnati rappresentano per la sovrastruttura vincoli elastici verticali che concretizzano un sia pur elementare modello di interazione terreno-struttura in grado non solo di modificare gli sforzi e le deformazioni della sovrastruttura (per effetto dei cedimenti e delle

rotazioni alla base dei pilastri), ma anche i valori delle azioni sismiche in quanto in grado di influenzare sensibilmente i periodi di vibrazione dell'analisi modale. Considerare nel calcolo della sovrastruttura i plinti come incastri alla base dei pilastri (e soprattutto nelle strutture miste telai-pareti) è spesso fonte di inaccettabili errori nella stima dei momenti flettenti in quanto i cedimenti rotazionali dei plinti riducono la rigidità del vincolo (intermedia tra quella di incastro e di cerniera). I plinti sono sempre considerati come vincoli fissi nel piano orizzontale di fondazione, sia alla traslazione nelle direzioni X, Y che alla rotazione intorno all'asse verticale Z (X,Y,Z assi generali del riferimento). Non sono pertanto ammessi sulla superficie di contatto plinti-terreno (ovvero nel nodo in cui è inserito il plinto) vincoli elastici in direzione orizzontale.

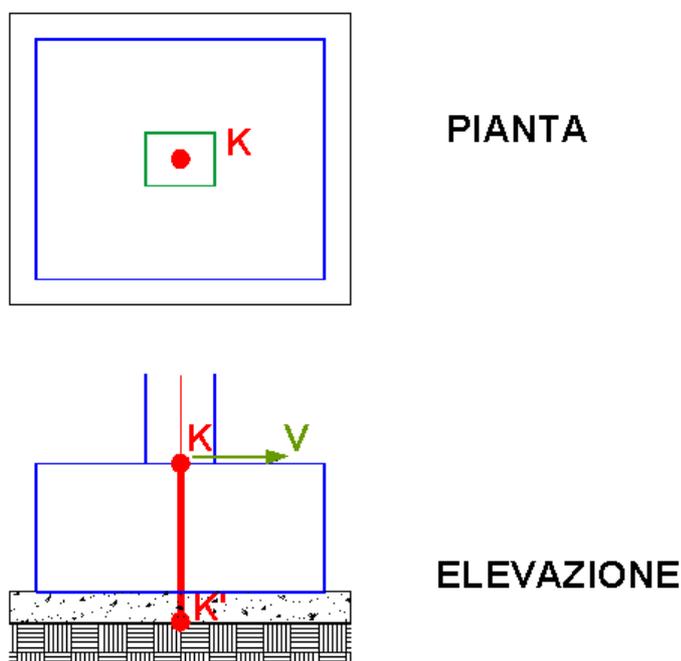


Figura 14.1 - Modellazione di un plinto

I plinti superficiali sono elementi strutturali prismatici a base rettangolare infinitamente rigidi sia flessionalmente che estensionalmente. Oltre che dalle tre dimensioni sono caratterizzati dal fatto che il baricentro della sezione rettangolare di base costituisce il punto di inserimento del plinto in corrispondenza di uno dei nodi della pianta della fondazione.

Con riferimento alla figura 14.1 per posizionare il baricentro del plinto nel nodo **K** del piano di fondazione basta assegnare tra le varie caratteristiche del nodo la presenza della voluta tipologia di plinto (preventivamente assegnata nell'[archivio tipologie plinti](#)^[75]). A questa assegnazione corrisponde il posizionamento del plinto in modo tale che il baricentro della pianta superiore rettangolare vada a coincidere con il nodo stesso. Successivamente il plinto può essere ruotato (§ 2.2.5^[58]) nel piano X,Y e/o può essere assegnata una determinata eccentricità del suddetto baricentro rispetto al nodo (plinto zoppo). Nello stesso nodo **K** è necessario, infine, che sia contemporaneamente presente un pilastro o una parete per poter effettuare il dimensionamento e la verifica delle armature (calcolate a filo pilastro).

In fase di calcolo generale il nodo **K** viene spostato in **K'** cioè sulla verticale di K alla quota del piano di contatto terreno-plinto (magrone). Questa traslazione del nodo di calcolo si rende necessaria per poter tener conto del momento flettente di ribaltamento che si genera a partire da una qualsiasi forza orizzontale **V** (ad esempio il taglio trasmesso dal pilastro) applicata al nodo **K** (vedi illustrazione sopra).

Nella figura 10.1 del [§ 1.7.4](#)^[15] sono rappresentati, insieme alla modellazione di calcolo, due plinti (di cui uno zoppo) collegati da una trave su suolo elastico.

1.10 1.10 Pali

In questo programma i pali sono aste monodimensionali che interagiscono col terreno sia in direzione dell'asse longitudinale che nella direzione trasversale. Il comportamento del terreno è può essere considerato elastico lineare o non lineare (in realtà il terreno è caratterizzato da una sensibile non linearità anche per bassi valori dei carichi sia assiali che trasversali). Per tener conto della non linearità del terreno la progettazione rigorosa dei pali sotto le azioni sismiche dovrebbe essere fatta con analisi non lineare dinamica al passo che tenga altresì conto della variazione della rigidità dei pali in funzione della frequenza al passo. Poiché lo stato dell'arte nel campo della progettazione sismica corrente è quasi sempre ancorato all'analisi modale (quindi strettamente lineare) la normativa attuale si limita a consigliare (§ 7.2.6 NTC) la schematizzazione dei pali con vincoli viscoelastici caratterizzati da opportuna impedenza dinamica. Tale indicazione (nulla si dice al riguardo nelle *Istruzioni per l'applicazione delle NTC*) nonostante complichi notevolmente il calcolo sia per la difficoltà di stima dell'impedenza dinamica che per la necessità di svolgere l'analisi modale in campo complesso, non può che far riferimento ad un'analisi lineare e perciò molto approssimata per quanto sopra detto. Se poi si aggiunge la richiesta di adeguare la già evanescente impedenza dinamica al variare del livello deformativo (cioè in soldoni ridurre 'ingegneristicamente' i parametri elastici di rigidità e smorzamento) e di tener conto dell'interazione inerziale, cinematica e tra pali in gruppo appare piuttosto arduo il cimentarsi con il calcolo dei pali.

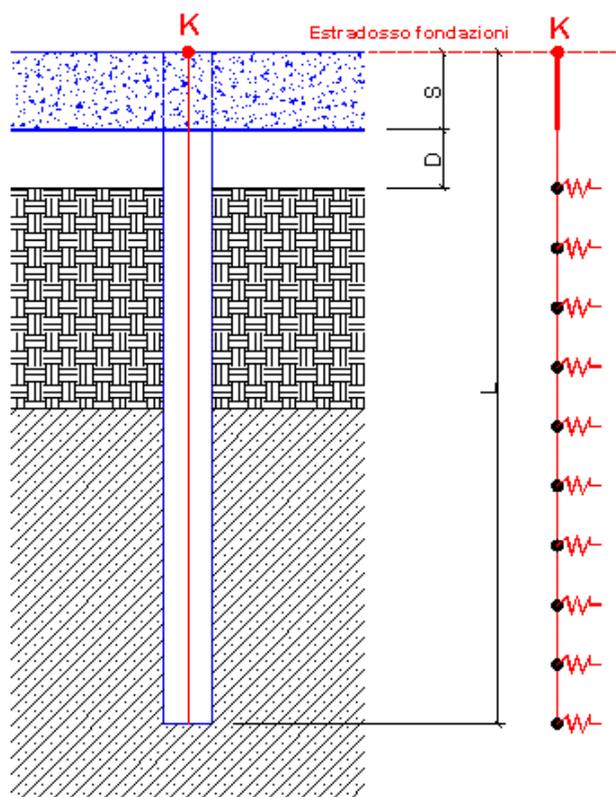


Figura 15.1 - Palo come trave alla Winkler

Si è scelto, pertanto, di semplificare il calcolo dei pali schematizzandoli, ai fini del calcolo dell'intera struttura di fondazione, con rigidzze lineari o non lineari di tipo statico applicabili a qualsiasi nodo K appartenente al piano di fondazione come indicato in figura 15.1. Un primo modello di calcolo dei pali previsto in programma (da assegnare nei Dati Generali) è quello lineare elastico caratterizzato dal palo singolo immerso in un terreno stratificato (o anche uniforme e omogeneo) e dal fusto del palo suddiviso in piccoli conci nei cui nodi sono applicate delle molle lineari alla Winkler che traducono la reazione elastica del terreno; il coeff. di winkler K_h può essere costante o linearmente variabile all'interno del singolo strato di terreno. Sempre nel caso di comportamento elastico lineare del terreno la rigidzza assiale non viene invece valutata mediante lo stesso schema discretizzato a causa della aleatorietà dei parametri da utilizzare per valutare le molle assiali da applicare ai conci; si è preferito utilizzare la formulazione condensata della rigidzza assiale formulata da Randolph-Wroth-Fleming (1992) basata sia sulla stima della variazione del modulo elastico del terreno lungo il fusto sia su altri parametri (cfr. § 3.3^[110] di questo manuale)..

Nei Dati Generali è anche prevista una modellazione non lineare dell'interazione (sia trasversale che assiale) palo-terreno che fa riferimento alle curve di trasferimento p-y, t-z. In questo caso le singole molle discretizzate di fig. 15.1 seguono una legge di comportamento sia in senso orizzontale (p-y) che verticale (t-z) di tipo non lineare. **Questa modellazione si presta per una migliore valutazione delle deformazioni e degli sforzi nel caso di combinazioni sismiche** (cioè in presenza di forti azioni orizzontali sui pali).

Un ultimo tipo di modellazione prevede la non linearità solo in direzione assiale a partire dalla curva carico-cedimento ottenuta a mezzo di prove dirette su pali (metodo dell'iperbole di Chin). **Questa modellazione è particolarmente indicata per una migliore valutazione dei cedimenti assiali nelle combinazioni di esercizio SLE anche mettendo in conto gli effetti delle interazioni assiali tra i pali** (tramite l'apposita casella di scelta nei Dati Generali).

In figura 15.1 è mostrata una delle possibili tipologie di pali in terreno stratificato che possono essere assegnate nell'apposito archivio (§ 2.2.21^[77]) relativo ai pali in mezzo stratificato lineare alla Winkler. **Per inserire il palo nella struttura basta selezionare la voluta tipologia in corrispondenza del singolo nodo di fondazione nella tabella Nodi Pilastrati** (§ 2.2.5^[58]). Tra i dati tipologici oltre alla lunghezza L del palo misurata come differenza di quota tra il nodo **K** e l'estremità inferiore del palo, vanno indicati lo spessore S della testata (platea, plinto o trave di collegamento) considerata come concio rigido, l'eventuale distacco D tra la testata ed il terreno (o spessore di uno strato superficiale inconsistente di terreno), la sezione trasversale (circolare in c.a. o tubolare in acciaio) preventivamente inserita nell'*archivio sezioni travi-pali* (§ 2.2.17^[70]). Vanno inoltre inseriti le resistenze di progetto del palo per carichi assiali e trasversali da calcolarsi a parte ad esempio mediante gli appositi programmi di servizio "Carico limite assiale palo trivellato", "Carico limite di micropalo", "Carico limite laterale (Broms)" descritti nel Capitolo 4 di questo manuale.

In questo programma la verifica strutturale dei pali nelle combinazioni sismiche viene condotta prevedendo, per essi, sempre un comportamento non dissipativo e, pertanto, il limite massimo di sollecitazione del palo è costituito dal momento di primo snervamento. Non sono, di conseguenza, previste zone dissipative nei pali nè i conseguenti dettagli di calcolo e di armatura elencati nel § 7.2.5 nell'ipotesi di comportamento dissipativo.

E' anche possibile assegnare una inclinazione rispetto alla verticale del palo fornendo le eccentricità dX, dY della punta del palo stesso (nella scheda *nodi*). In zona sismica l'impiego dei pali inclinati è da evitare e comunque comporta obbligatoriamente un'analisi di interazione sismica fondazioni-terreno non prevista in questo programma (§ 7.2.5 NTC). Deve essere inoltre evitato l'uso contestuale di fondazioni su pali con fondazioni superficiali: in una tale eventualità il programma interrompe l'esecuzione del calcolo in quanto i nodi di attacco delle fondazioni superficiali (travi su suolo elastico, plinti superficiali, platea) sono per ipotesi vincolati con vincolo fisso nel piano orizzontale a differenza dei pali i cui spostamenti nel piano orizzontale della fondazione devono essere liberi. Il sistema di fondazione deve essere dotato di elevata rigidità estensionale (punto 7.2.1 NTC): è quindi importante che le strutture di collegamento tra tutti i pali possano considerarsi appartenenti ad un unico piano rigido (circostanza da imporre nella scheda dei '*dati di piano*' § 2.2.4^[57]). Il programma consente comunque la possibilità di effettuare il calcolo anche nell'ipotesi di piano di fondazione deformabile nel solo caso di palificate.

Il programma fornisce inoltre una soluzione semplificata per il calcolo delle **fondazioni miste** (cfr. § 3.4^[110]) utilizzando per la stima dell'interazione pali-platea il metodo dei coefficienti d'influenza per la valutazione dell'interazione assiale tra i pali.

1.10.1 1.10.1 Plinti su pali

Il plinto su pali è una piastra di collegamento tra un pilastro (o una parete) ed uno o più pali aventi lo scopo di trasmettere al terreno gli sforzi che il pilastro trasferisce al plinto nella sua sezione di attacco.

Non si tiene conto della portanza del terreno a diretto contatto col plinto in quanto la scelta del palo come struttura di fondazione esclude una apprezzabile resistenza del terreno superficiale. E' sempre consigliabile dimensionare il plinto in modo da renderlo rigido per assicurare una migliore ripartizione delle azioni trasmesse dal pilastro. A tal fine si consiglia uno spessore non inferiore a 1,5 volte il diametro del palo o a 1/2 dell'interasse tra i pali. L'interasse tra i pali non deve essere inferiore a 3 volte il loro diametro per ridurre il fenomeno dell'interazione che abbassa la portanza dei pali in gruppo e ne incrementa i cedimenti sia con riferimento ai carichi verticali che a quelli orizzontali. Lo spessore (franco) della piastra che deborda il perimetro esterno dei pali viene posto, in genere, pari al raggio dei pali. Le armature dei pali vanno prolungate ed ancorate nello spessore del plinto in modo da creare un vincolo di continuità tra pali e plinto. I pali appartenenti ad uno stesso plinto appartengono alla medesima tipologia.

Poichè in generale i plinti su pali hanno pianta rettangolare e spessore uniforme sono state previste in programma alcune delle tipologie più frequentemente usate e riassunte nella figura 37.1.

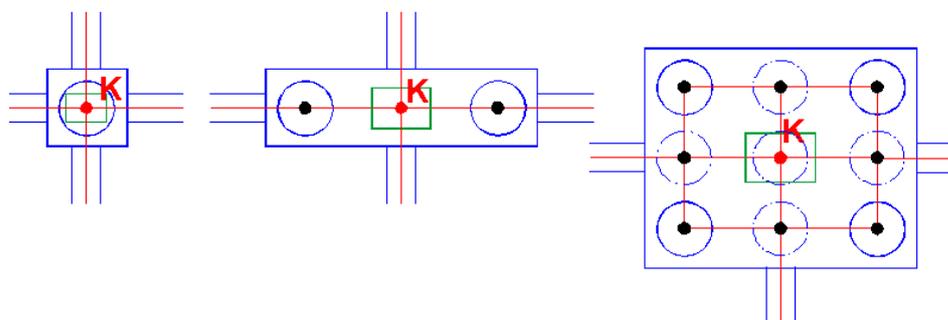


Figura 37.1 - Tipologie di plinti su pali

La definizione di una delle **tipologie predefinite** rappresentate in figura va effettuata nell'archivio tipologie plinti (§ 2.2.20^[75]) in cui vanno indicate le dimensioni del plinto, la tipologia dei pali (§ 2.2.21^[77]) ed il coefficiente di efficienza E da valutarsi a parte (ad esempio con il metodo Feld) che rappresenta l'aliquota della portanza verticale effettivamente disponibile a causa dell'interazione di gruppo dei pali. Valori di riferimento del coefficiente E sono 1.00 per il palo singolo, 0.94 per palo doppio, da 0.82 per 4 pali a 0.72 per 9 pali. Per terreni a grana grossa va sempre assunto $E=1.00$.

In figura sono rappresentati da sinistra a destra:

- Plinto monopalo: soluzione economica da utilizzare il più possibile (compatibilmente all'entità dei carichi ed alle caratteristiche del terreno) in quanto fa corrispondere ad ogni pilastro dell'edificio un solo palo

senza riduzione di portanza per effetti di gruppo. L'inserimento del plinto si attua selezionando il nome della tipologia nell'ambito delle caratteristiche del nodo K del piano di fondazione (riga dei dati del nodo K nella scheda dati nodi-pilastri [§ 2.2.5^[58]]).

- Plinto su due pali: all'atto dell'inserimento della tipologia del plinto nel nodo K di fondazione il programma genera automaticamente i due pali e le due travi che li collegano al nodo K (in figura sono indicati col colore nero i due nodi generati in automatico in corrispondenza del baricentro delle sezioni dei pali). Le dimensioni delle travi sono quelle trasversali del plinto.
- Plinto da 4-5-6-8-9 pali: indipendentemente dal numero di pali prescelti il programma genera sempre un graticcio rettangolare di 9 travi (i cui assi sono indicati con linee rosse in figura 37.1) che sostituiscono dal punto di vista statico la piastra di collegamento. Nei nodi (in colore nero in figura) di intersezione delle travi del graticcio equivalente vengono posizionati i pali il cui numero e disposizione dipende dall'assunta tipologia predefinita. Anche qui l'inserimento del plinto avviene per coincidenza del baricentro della pianta rettangolare del plinto con il nodo K di fondazione. La pianta del plinto può essere successivamente ruotata di un qualsiasi angolo. La scelta di modellare la piastra del plinto con travi equivalenti è motivata anzitutto dalla notevole semplificazione del calcolo (riduzione dei nodi e facilità di controllo degli sforzi di trave rispetto a quelli di piastra) ma anche dal fatto che un eventuale calcolo del plinto modellato come una platea (piastra) non produrrebbe risultati più precisi a causa delle ridotte dimensioni in pianta del plinto rispetto al suo spessore (i plinti devono essere massicci) che renderebbero inconsistenti le ipotesi su cui poggia la teoria (bidimensionale) della piastra.

In zona sismica è prescritta la verifica sia dei pali che della struttura di collegamento. L'aver rimosso l'ipotesi di infinita rigidità del plinto utilizzata da qualche programma consente una agevole valutazione della resistenza del plinto stesso insieme ad una migliore definizione delle deformazioni dell'intera struttura.

In zona sismica i plinti su pali vanno collegati tra loro a mezzo di travi e/o solette armate in modo da soddisfare il requisito normativo di impalcato rigido estensionalmente. Se a causa della notevole distanza tra i plinti (ad esempio negli edifici industriali) o per la differente rigidità alla traslazione orizzontale dei vari plinti le travi di collegamento risultassero fortemente impegnate all'inflessione nel piano di fondazione andrebbe rimossa l'opzione di piano rigido nella scheda dati piani (§ 2.2.4^[57]) e le travi di collegamento andrebbero calcolate in presso flessione deviata (selezionando l'apposita casella nella scheda dati travi [§ 2.2.6^[59]]).

1.10.2 1.10.2 Platea su pali

La definizione della platea va eseguita mediante la individuazione, nel piano di fondazione, dei nodi e dei vertici dei campi quadrilateri di platea secondo le regole descritte nel § 1.8^[18] relativo alle platee superficiali. Una volta definiti i campi mediante l'inserimento dei nodi ulteriori rispetto a quelli dei pilastri (provenienti dall'input del 1° piano) è possibile

l'inserimento (scheda [dati nodi-pilastr](#)^[58]) in un qualsiasi nodo del palo selezionandolo tra quelli definiti nell'[archivio tipologie pali](#)^[77].

Nella figura 38.1 è rappresentata un esempio di platea su pali in cui la presenza di un pilastro K non ricadente nella griglia degli altri pilastri ha costretto alla generazione di ulteriori campi di piastra in entrambe le direzioni della griglia.

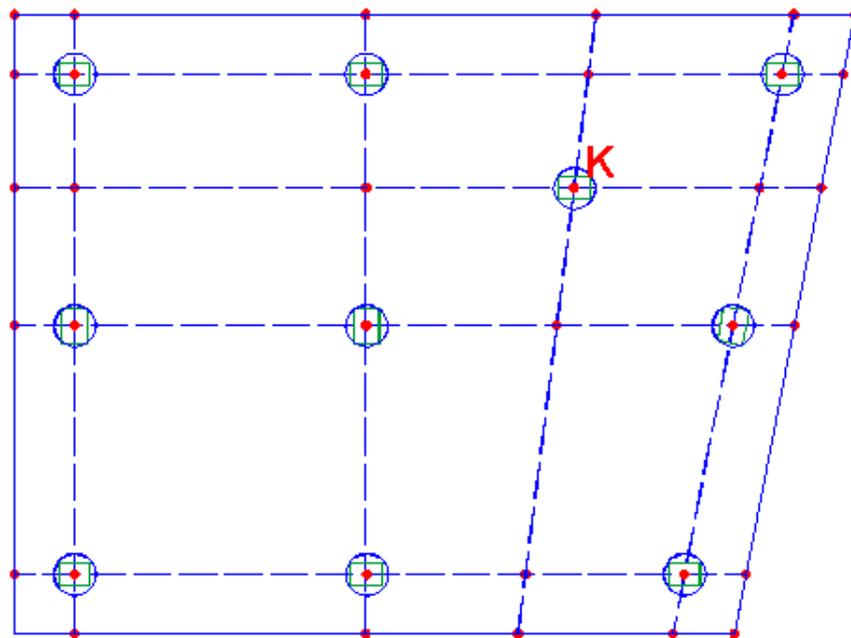


Figura 38.1 - Esempio di platea su pali

In genere ai campi della platea viene attribuita portanza nulla (va posto $k_w=0$ nell'[archivio sezioni campi platea](#)^[74]) a causa della bassa capacità portante del terreno in superficie che del resto ha determinato la scelta della fondazione profonda in luogo di quella superficiale. La nuova normativa geotecnica al § 6.4.3 delle NTC consente di prendere in considerazione il contributo alla portanza verticale della platea sulla base di una valutazione della sua aliquota tramite un apposito studio di interazione (purtroppo non meglio specificato neanche nelle Istruzioni) e di specifiche verifiche (6.4.3.3 e 6.4.3.4 NTC) di queste fondazioni definite miste.

1.10.3 1.10.3 Graticci di travi su pali

La diffusione dei pali di diametro medio-grande ha reso conveniente realizzare un numero di pali uguale a quello dei pilastri facendo coincidere l'asse dei pali con quello dei pilastri. Risulta spontaneo in questo caso realizzare, specie in zona sismica, il collegamento delle testate dei pali mediante robuste travi tali da contenere, nel proprio ingombro, le impronte dei pilastri e dei pali (figura 39.1). In pratica l'inserimento dei pali avviene (selezionando per ogni nodo la voluta tipologia di pali tra quelle presenti

in archivio [§ 2.2.21^[77]]) negli stessi nodi del piano di fondazione in cui già sono presenti i pilastri.

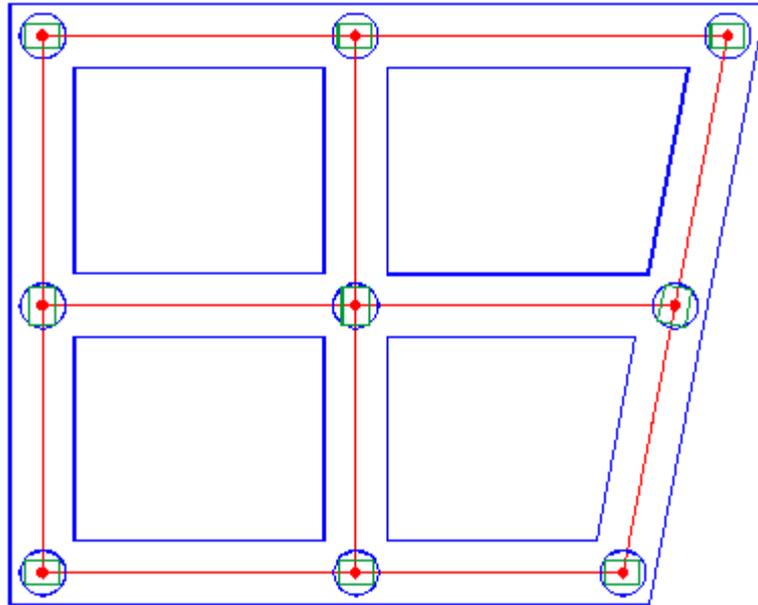


Figura 39.1 - Esempio di graticcio su pali

Le travi del graticcio hanno in genere sezione rettangolare e di regola va posto nullo il valore del coefficiente di sottofondo ($k_w=0$) nell'archivio sezioni travi (§ 2.2.17^[70]) cui le travi medesime fanno riferimento (sempre a causa della scarsa portanza del terreno superficiale). Anche per le travi del graticcio dovrebbe valere la novità introdotta al punto 6.4.3 delle NTC che consente di prendere in considerazione il contributo alla portanza verticale delle travi sulla base di una valutazione della sua aliquota tramite un apposito studio di interazione.

1.11 1.11 Terreno di fondazione

La precisa responsabilità del progettista nella caratterizzazione e modellazione geotecnica del terreno di fondazione viene confermata nelle NTC 2018 (§ 6.2.2 NTC). Al progettista strutturale (e non al geologo che eventualmente esegue le indagini geotecniche) è demandata la definizione del piano delle indagini volte alla determinazione dei **parametri geotecnici visti non come entità valutabili oggettivamente ma come "stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato"**. Nel § 7.11.5 si richiede la valutazione della risposta sismica locale allo scopo di definire (nei casi più semplici e comuni) i fattori di amplificazione stratigrafica S_s e topografica S_T che definiscono l'accelerazione massima attesa sulla

superficie de sito. E' inoltre richiesta la verifica della sicurezza alla liquefazione e alla stabilità globale (per fondazioni su pendii).

Il problema dell'interazione terreno-fondazioni-sovrastuttura è uno dei più complessi nell'analisi strutturale specie se riferito all'analisi sismica. Le notevoli incertezze sulla valutazione dei cedimenti differenziali in fondazione e dei connessi possibili gravi danneggiamenti nelle strutture in elevazione devono indurre ad adottare strutture di fondazione adeguatamente rigide a flessione; condizione questa espressamente prevista per la progettazione sismica nel § 7.2.2 delle NTC. **In particolare il requisito della robustezza delle fondazioni superficiali in zona sismica è inoltre evidenziato nel § 7.2.5 NTC in cui si richiede che tali fondazioni debbano essere progettate per rimanere in campo sostanzialmente elastico.**

Il modello di interazione di routine scelto per questo programma consiste nel calcolare separatamente le strutture in elevazione e quelle di fondazione adottando il modello di Winkler per schematizzare l'interazione terreno-fondazione. Perchè questo schema risulti realistico occorre dimensionare le strutture di fondazione in modo tale che esse risultino molto rigide rispetto alla sovrastruttura sia flessionalmente che estensionalmente. In presenza di pareti di taglio, inoltre, è indispensabile che le azioni da queste trasmesse alle fondazioni siano calcolate introducendo nella struttura in elevazione molle elastiche rotazionali in corrispondenza delle sezioni di incastro pareti-fondazioni.

Per le fondazioni superficiali il valore del coefficiente k_w di Winkler va stimato non solo in base al tipo di terreno ma anche alla forma dell'impronta della fondazione ed al livello di deformazione stante la marcata non linearità di comportamento dei terreni. A tale scopo è stato predisposto un [programma di servizio](#)^[159] che, attraverso il calcolo dei cedimenti elastici immediati effettuato con il metodo di Koenig e Sherif (vedi cap. 9 di [\[7\]](#)^[207]), valuta k_w come rapporto tra la pressione di contatto ed il cedimento medio. I parametri richiesti per questo calcolo sono la forma dell'impronta della fondazione (quadrata, rettangolare, nastriforme), la rigidezza della fondazione (deformabile o infinitamente rigida), il modulo di elasticità E_s del terreno ed il coefficiente μ di poisson dei vari strati di terreno fino alla profondità pari a circa la dimensione del plinto (o della platea molto rigida) e pari a 2 volte la dimensione trasversale della trave. Il modulo elastico E_s va ricavato dalle indagini assumendo il suo valore secante in corrispondenza del livello di pressioni previsto (per tener conto della non linearità della curva carico-cedimento del terreno). Il programma valuta anche i cedimenti a lungo termine col metodo edometrico a partire dalla conoscenza, strato per strato, del modulo M_o edometrico.

Per la determinazione di k_w **si sconsiglia** vivamente di utilizzare il metodo della prova di carico sulla piastra standard (con lato pari a 30 cm) in quanto tale indagine è valida solo in riferimento al terreno immediatamente sottostante la piastra, e non tiene conto delle variazioni di rigidezza nell'intero spessore significativo di terreno interessato dalle deformazioni (funzione delle dimensioni dell'impronta come sopra indicato).

Utilizzando valori attendibili del coefficiente di sottofondo i cedimenti calcolati dal programma nelle combinazione di esercizio (SLE), gli spostamenti verticali dei nodi ottenuti dal calcolo possono considerarsi

una stima dei cedimenti elastici immediati da confrontare con quelli compatibili (delle strutture in elevazione) assunti per le verifiche in esercizio.

Il programma non effettua invece il calcolo dei cedimenti differiti nel tempo, come ad esempio quelli dovuti alla consolidazione dei terreni argillosi, che possono essere calcolati separatamente mediante i due appositi programmi di servizio (compresi in programma) allo scopo di operare la verifica dei cedimenti allo SLE.

1.12 1.12 Modellazione sismica

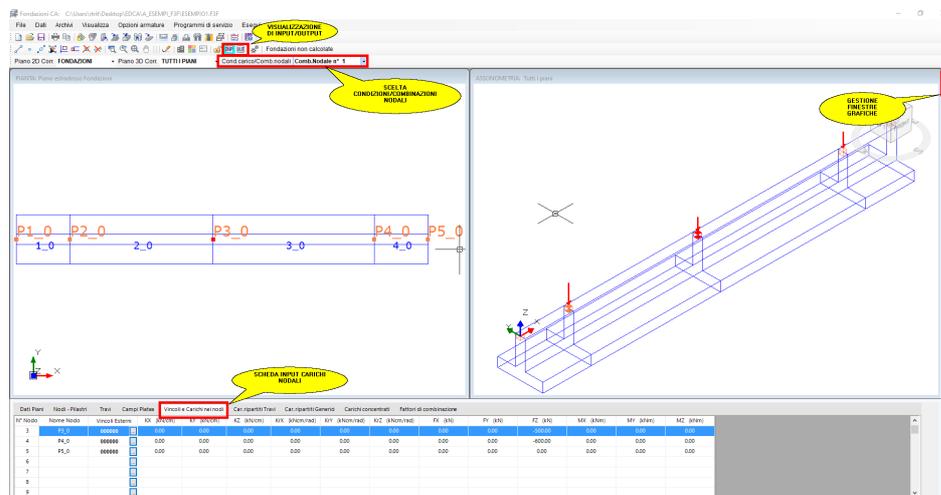
I criteri generali di progettazione delle strutture di fondazione in zona sismica sono esplicitati nel §7.2.1 delle NTC e di essi si è già fatto cenno nei precedenti paragrafi.

La resistenza limite di progetto del terreno allo stato limite ultimo per fondazioni superficiali, da inserire negli archivi dei vari elementi strutturali previsti per il generico modello in studio, può essere preventivamente valutata mediante l'estensione delle procedure classiche al caso di azione sismica tenendo cioè conto dell'effetto dell'eccentricità e dell'inclinazione delle azioni in fondazione (§ 7.11.5.3.1 NTC). In pratica per la determinazione della portanza ultima del terreno possono essere utilizzate ancora le formule trinomie del tipo di quelle esemplificate nell'apposito [programma di servizio](#)^[142] o nei casi più complessi utilizzando il Programma "Loadcap" della Geostru. Il carico limite **di progetto** da inserire negli archivi è ottenuto dividendo quello ultimo per il coefficiente parziale 2.3 [R3] sia nel caso di combinazioni non sismiche che sismiche. Nelle NTC 2018 non è più obbligatorio considerare esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali mediante l'introduzione dei coefficienti sismici K_{hi} e K_{hk} definiti dalle Istruzioni NTC 2008 (§ C7.11.5.3.1). Nel caso in cui se ne dovesse tenere conto le nuove norme concedono un coefficiente parziale ridotto a 1.8.

Nel caso dei plinti superficiali il programma calcola direttamente il valore del carico limite riferito all'intera impronta del plinto, riducendo l'area di impronta reagente in base all'eccentricità assegnata ad ogni combinazione SLU.

Per i pali di fondazione è necessario assegnare preventivamente (nell'[archivio delle tipologie pali](#)^[77]) il carico limite assiale **di progetto** (sia a compressione che a trazione), quello trasversale (calcolato ad es. con la teoria di Broms nell'apposito programma di servizio) ed inoltre gli spostamenti limite da non superare nelle combinazioni allo stato limite ultimo (cfr. § 7.11.5.3.2 NTC). Tali carichi limite vanno, pertanto, valutati separatamente con gli appositi programmi di servizio (compresi in programma) di cui ai [§ 4.4](#)^[143] e [§ 4.5](#)^[154] di questo manuale. Ma anche con specifici programmi specializzati con **MP** (Gestrु).

2 2 Ambiente di lavoro



La visualizzazione e l'input della struttura corrente, di cui è indicato il nome ed il percorso del file nella barra del titolo, avviene contemporaneamente (come in figura) o separatamente sulle due finestre grafiche su cui è possibile operare alternativamente:

- **Finestra della Pianta (2D):** visualizza la pianta degli elementi strutturali e secondari (nodi, travi, pilastri, pareti, solai, plinti, pali, platee) appartenenti al piano corrente che va selezionato nell'apposita casella di scelta denominata Piano 2D Corr. ed evidenziata in figura. Il colore blu della barra del titolo (come appare in figura) indica che la finestra è attiva al momento, il colore grigio indica invece che la finestra non è attiva.
- **Finestra dell'Assonometria (3D):** visualizza in assonometria tutti gli elementi strutturali presenti nel piano di fondazione.

Per una migliore fruizione delle singole finestre grafiche la larghezza e l'altezza della finestra può essere estesa (se la finestra è attiva al momento della selezione) mediante gli appositi pulsanti di gestione delle finestre presenti nella toolbar verticale (evidenziate in rosso in alto e a destra della figura).

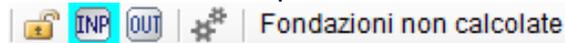
Ogni carico non nodale assegnato o visualizzato è riferito alla condizione di carico corrente (le condizioni di carico comprendono i pesi propri e i carichi ripartiti da associare alle singole combinazioni nodali mediante appositi Fattori di combinazione da assegnare nella scheda omonima). Per assegnare i carichi nodali di una qualsiasi combinazione agenti in un dato nodo basta selezionare la combinazione nodale che interessa nella casella di scelta in alto, quindi selezionare la scheda Vincoli e Combinazioni nodali ed inserire i valori degli sforzi nella riga corrispondente al numero di nodo su cui agiscono detti sforzi. La selezione della riga può più velocemente essere effettuata cliccando col mouse il nodo di interesse (sia nella finestra della pianta sia in quella assonometrica).

Per aprire la scheda dei carichi nei nodi (evidenziata in figura) è necessario selezionare una delle combinazioni nodali presenti nella casella evidenziata nella barra dei comandi

La prima riga dello schermo è costituita dai *menu principali* (§ 2.2⁴⁴) attraverso i quali è possibile gestire le principali funzioni del programma.

Nelle due successive righe dello schermo sono disposte le barre degli strumenti (toolbars o barre di comando) che consentono, tra l'altro, un rapido accesso ai comandi presenti nei suddetti menu principali.

Sono possibili due principali modalità di visualizzazione della struttura selezionabili dal menu visualizza o dai pulsanti INP ed OUT presenti in una delle toolbar presenti sulla seconda riga dello schermo:



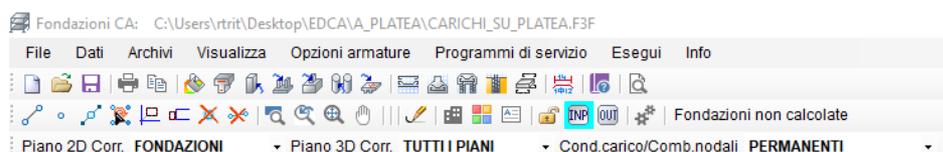
Visualizzazione di INPUT: nella parte inferiore dello schermo è presente un gruppo di schede ognuna delle quali contiene una tabella (griglia) contenente i dati da visualizzare relativi ai vari gruppi di elementi strutturali previsti. Il pulsante adiacente (il cui grafico rappresenta un lucchetto) indica se la struttura è stata già calcolata (lucchetto chiuso) o non è stata ancora calcolata (lucchetto aperto). Se la struttura è stata precedentemente calcolata tutti i dati (anche quelli presenti negli archivi e nelle altre finestre) non sono modificabili. **Per modificare i dati di input di un progetto già calcolato è necessario cancellarne tutti i risultati cliccando sul comando di sblocco** cioè su pulsante col lucchetto chiuso: verranno in tal caso perse anche le armature (eventualmente modificate) di tutti gli elementi resistenti.

Visualizzazione di OUTPUT: (solo dopo l'effettuazione del calcolo) in questo caso nella parte inferiore dello schermo è presente un altro gruppo di schede con i risultati relativi alle varie tipologie di elementi. E' comunque possibile ritornare alla visualizzazione di Input ed alle relative schede selezionando il pulsante INP (senza poter modificare i dati di input ivi presenti).

Nel seguito del presente capitolo verranno indicate le principali caratteristiche dell'interfaccia del programma e le modalità di inserimento dei dati attraverso l'illustrazione dei menu, delle finestre e delle tabelle (griglie) per l'assegnazione e/o la modifica dei dati. Verranno quindi illustrati i comandi per generare le stampe dei risultati ed i grafici delle armature progettate.

E' importante assegnare tutti i dati di input nelle dimensioni esplicitamente indicate per tutte le caselle e griglie di input. In genere le forze vengono assegnate in KN e le tensioni/pressioni in N/mm² (MPa).

2.1 2.1 Barre degli strumenti

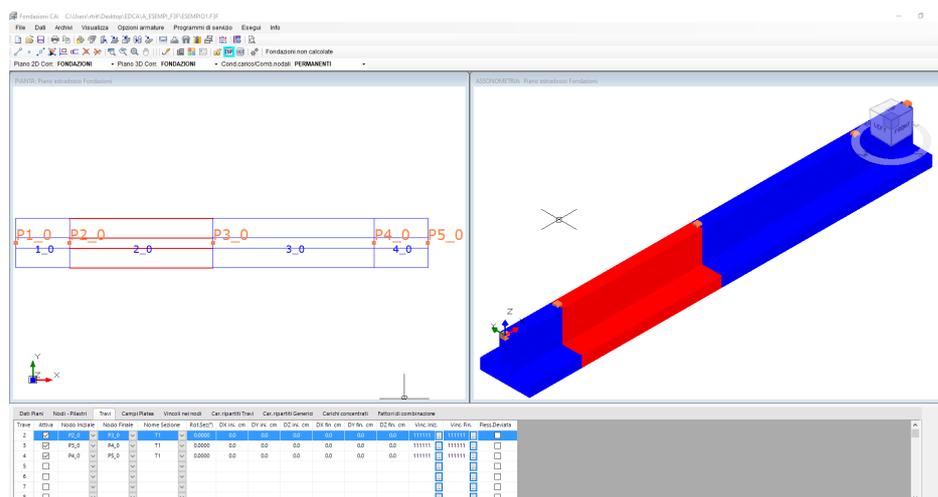


Le barre degli strumenti (o toolbars) sono costituite dai gruppi di pulsanti posti nelle due righe immediatamente sottostanti la prima riga dei menu generali. I singoli gruppi di comandi possono essere così definiti:

- Gestione file di progetto
- Apertura Archivi Entità (sezioni travi, pilastri, platee, plinti, ecc.)
- Generazione Armature (travate, plinti, platea. ecc.)
- Comandi di Visualizzazione
- Generazione Entità

I primi tre gruppi di comandi verranno illustrati nei § 2.2 e 2.3. Di seguito verranno invece descritte le modalità di selezione delle entità ed i comandi di visualizzazione e di generazione.

2.1.1 2.1.1 Selezione entita'



Per esaminare e/o modificare le caratteristiche principali di una qualsiasi entità strutturale (nodo, trave, campo di platea, solaio, vincolo, carico) facente parte del progetto occorre:

- **Visualizzare l'entità in una delle due finestre grafiche (Pianta o Assonometria)**
- **Selezionare col mouse la scheda che fa riferimento all'entità di interesse (in figura ad esempio è stata selezionata la scheda "Travi")**
- **Cliccare sull'entità di interesse col mouse nella finestra grafica (in figura è stata selezionata la trave evidenziata in rosso cliccando nella zona centrale dell'asse della trave)**

I dati dell'entità selezionata compaiono automaticamente nella prima riga della tabella (evidenziata con lo sfondo di colore giallo in figura). Se la

struttura non è stata ancora calcolata i dati possono essere modificati direttamente in tabella.

La visualizzazione delle modifiche fatte in tabella è immediata consentendo il contestuale controllo grafico della correttezza dell'operazione effettuata ed evitando così l'apertura di finestre che in molti programmi si sovrappongono al grafico limitando l'interattività del programma.

Nel caso della trave evidenziata in figura ad esempio è possibile, tra l'altro, cancellare la stessa trave deselegionando la casella "Attiva", oppure cambiare la sezione della trave scegliendola tra quelle presenti nella casella a discesa "Nome sezione", ecc.

2.1.2 2.1.2 Visualizzazione struttura

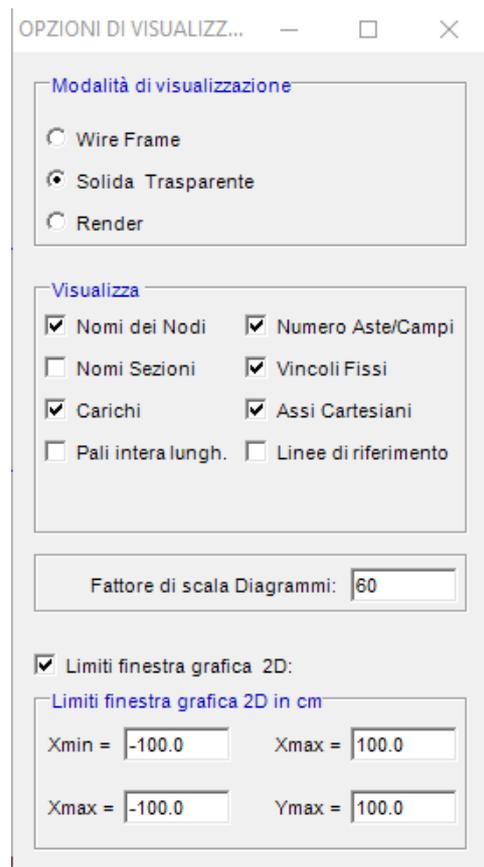


I primi 4 comandi sono di ingrandimento e spostamento dei grafici presenti nella finestra grafica attiva (quella con la barra di stato evidenziata) :

- **Zoom**
- **Zoom precedente**
- **Zoom tutto**
- **Pan**

 **Opzioni Vista Grafici:** Anzitutto consente la modalità di visualizzazione del grafico 3D: la scelta è tra la visualizzazione "wireframe" (a fil di ferro), quella di "solido trasparente" e quella "render". La prima e la seconda visualizzazione può essere comoda per meglio cogliere una vista d'insieme del modello nella finestra 3D soprattutto nella fase di assegnazione dei carichi sulle travi o sui nodi in quanto ne consente una immediata visualizzazione. Nella modalità *render* non vengono visualizzati i carichi nodali assegnati nè i numeri di nodi e delle travi.

Si può, inoltre, scegliere se visualizzare o meno i carichi, gli assi cartesiani generali di riferimento, l'intera lunghezza dei pali, le linee di riferimento (fili fissi) eventualmente importati da file *.dxf. Per meglio mettere in evidenza i diagrammi di deformazione e di sforzo è possibile modificare il fattore di scala di default indicato nella finestra. E' infine possibile assegnare le coordinate dei limiti della finestra grafica 2D (casella di attivazione "Limiti fissi finestra grafica 2D"); ciò può essere utile per inquadrare il disegno 2D in maniera da utilizzare al meglio l'area grafica e facilitare l'uso del mouse.



Ridisegna: questo comando va usato per aggiornare i grafici dopo aver fatto modifiche nelle griglie oppure per riportare la visualizzazione dei grafici in modalità normale dopo aver utilizzato i comandi di visualizzazione (nella finestra 3D) per sezioni verticali o per box (più avanti illustrati) e quelli di visualizzazione dei diagrammi (toolbar verticale destra).



Colori dei grafici: apre la seguente finestra che consente la selezione dei colori per le varie entità previste in programma.



Altezza dei testi: apre la seguente finestra per la definizione dell'altezza dei testi che compaiono sia nei grafici delle finestre principali sia in quelli relativi ai grafici esecutivi delle armature per i vari elementi strutturali calcolati

ALTEZZA TESTI NEI DISEGNI

Disegno Strutture Disegno Travate Dis. Plinti -Pali-Platea

Altezza Testi e Ferri longitudinali

Testi armature longitudinali e Nomi pilastri	<input type="text" value="20"/>	cm
Quotature delle campate	<input type="text" value="8"/>	cm
Misure delle barre longitudinali e staffe	<input type="text" value="11"/>	cm

Sezioni Trasversali e Staffe

Coeff. ingrandimento sezioni trasversali	<input type="text" value="2.00"/>	cm
Altezza Testi Staffe	<input type="text" value="1.2"/>	cm

Salva come default Salva ed Esci Annulla

2.1.3 2.1.3 Generazione struttura

Prima di iniziare un nuovo calcolo **si consiglia di creare una nuova cartella** in cui salvare il file dei dati di input del calcolo (hanno tutti estensione *.F3F) nonché i grafici (in formato *.dxf) delle tavole esecutive e le stampe (in formato *.rtf o *.doc) da inserire in altrettante sottocartelle.

La prima operazione da fare per avviare un nuovo calcolo è l'apertura della finestra dei [Dati Generali](#)^[47] in cui immettere i primi principali dati.

Solo in questa fase (prima apertura della finestra dei *Dati Generali*) e nel caso in cui la struttura sia molto semplice (graticci ortogonali regolari di plinti, di travi o di campi) è possibile utilizzare un modello di generazione accelerata di un telaio tridimensionale mediante un modello predefinito (*template*) visualizzato in una finestra apposita (vedi [§ 2.2.2](#)^[47]).

Per fondazioni irregolari o di dimensioni non piccole si consiglia, prima dell'avvio del programma, di predisporre nell'ambito del disegno architettonico o da una tavola di carpenteria di massima già predisposta due layer specifici contenenti **unicamente** i seguenti elementi grafici:

1. Layer contenente le linee di riferimento (denominati solitamente come **fili fissi**) disegnate con entità linea, ed **origine delle coordinate** nel modello della struttura (disegnata con una circonferenza di raggio qualsiasi). Il tracciamento dell'origine è obbligatorio, mentre quello dei fili fissi è opzionale.
2. Layer contenente la posizione dei **nodi** (con entità punto) e/o dei **pilastr**i (con entità polilinea chiuse senza il punto).

Non è prevista l'importazione delle travi in quanto la loro generazione a video tramite mouse risulta più efficiente. Per maggiori dettagli sull'importazione del file *.dxf consultare il [§ 2.2.1](#)^[44].

La prima scheda da aprire è quella dei Dati sui Piani ([§ 2.2.4](#)^[57]) nella cui tabella definire il piano di fondazione (l'unico piano previsto) come piani rigido o deformabile.

Prima di procedere alla generazione dei vari elementi strutturali è opportuno (ma non obbligatorio) definire i dati sui materiali (calcestruzzo ed acciaio in barre) nell'apposito [archivio materiali](#)^[67] nonché i dati delle varie sezioni (di travi, plinti, platee, pali ecc.) e delle varie tipologie (di pali, plinti) previste inizialmente in progetto. I dati negli archivi (descritti dal § 2.2.17 al § 2.2.22) potranno essere modificati in ogni fase dell'input. La scelta delle armature da compiere nel [menu Opzioni armature](#)^[94] completa questa fase preliminare dell'input.

La generazione degli elementi strutturali principali della costruzione si avvale dei comandi contenuti nella seguente toolbox che di seguito verranno illustrati singolarmente (l'esecuzione di tutti i comandi da toolbar possono essere interrotti col tasto Esc):





Crea una trave selezionando col mouse due nodi in successione: la sezione attribuita alla trave è quella corrente selezionata nell'*archivio sezioni travi* (§ 2.2.17^[70]). Come nodo iniziale della trave viene assunto il primo nodo selezionato, come nodo finale il secondo. Il verso positivo dell'asta risulta quindi orientato dal primo al secondo nodo. Se in vicinanza dell'allineamento tra i due nodi selezionati nella finestra 2D dovessero esserci nodi intermedi il programma spezza la trave creando ulteriori nuove travi per quanti sono i nodi intermedi intercettati; i nodi intermedi vengono considerati se la loro distanza dall'allineamento (tra il nodo iniziale e quello finale) è inferiore a 50 cm. Dopo la selezione di una trave è possibile continuare la selezione di altre travi senza rifezionare il pulsante. Per terminare l'immissione delle travi utilizzare il tasto **Esc** della tastiera.

L'esecuzione di questo comando fa aprire la scheda dei *Dati Travi* (§ 2.2.6^[59]) evidenziando in tabella la riga con i dati della nuova trave generata. Nella nuova riga dei dati della trave ulteriori dati possono essere quindi introdotti e/o modificati successivamente come ad esempio il nome della sezione in archivio sezioni travi, le lunghezze dei conci rigidi, l'opzione di calcolo in flessione deviata, etc.).

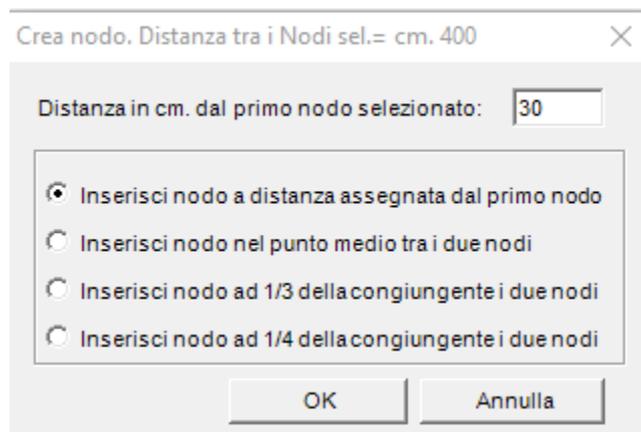
Una qualsiasi trave può essere creata anche attivando nella gliiglia della scheda travi (selezione della casella 'attivo') una riga non utilizzata e digitando direttamente nelle i dati (nodo iniziale, nodo finale, sezione, ecc.).



Crea un nodo visualizzato nella finestra grafica 2D. Con questo comando viene aperta la tabella della scheda Nodi-Pilastri e viene selezionata la riga rappresentativa del primo nodo libero (non attivo) in cui inserire i dati del nodo (§ 2.2.5^[58]) a partire dalle sue coordinate del piano ed a seguire con l'inserimento del pilastro (tramite la selezione del nome della sua sezione) se presente. Importando la pianta dei pilastri questo comando non viene utilizzato in quanto sia il nodo che l'eventuale pilastro presente nel nodo vengono automaticamente rappresentati nel disegno (viene automaticamente compilato anche l'archivio pilastri per le sezioni importate).



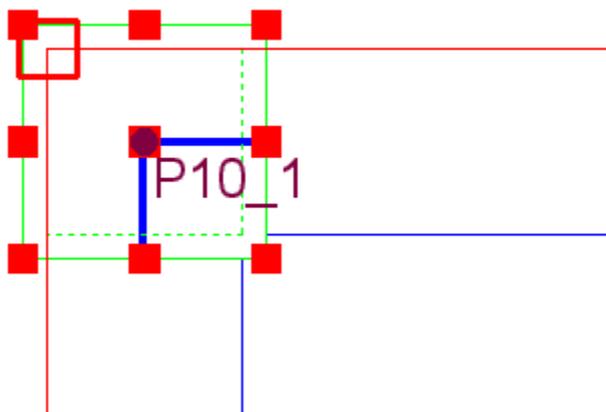
Crea un nodo sull'allineamento di due nodi preesistenti. Una volta selezionati i due nodi si apre la seguente finestra che consente di posizionare il nuovo nodo alla voluta distanza dal primo nodo o semplicemente nel punto medio o ad 1/3 o 1/4 della distanza dal primo nodo selezionato:



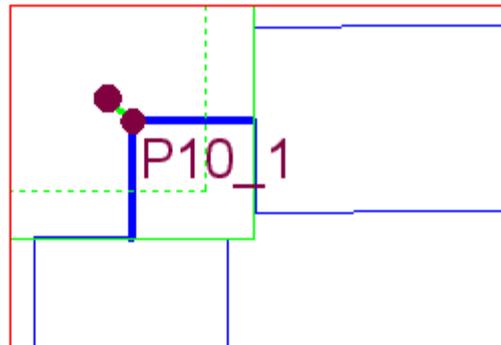
Seleziona i nodi del campo di platea. Ogni campo di platea deve essere quadrilatero pertanto sono 4 i nodi del campo da selezionare ordinatamente col mouse seguendo un ordine di rotazione orario. Una volta generato il campo con la sezione corrente presente nell'*archivio sezioni campi platea* (§ 2.2.19^[74]), vanno completati i dati nella riga generata nella tabella dei campi platea (§ 2.2.7^[61]). Anche questo comando è continuo (cioè si possono generare ulteriori campi senza risSelectedionare il pulsante - tasto Esc della tastiera per uscire dal ciclo).



Snap pilastro a filo fisso. Questo comando può essere usato solo nel grafico 2D e nel caso in cui siano state importate da file *.dxf le linee di riferimento (fili fissi). Consente di trascinare il pilastro nel piano orizzontale allo scopo di portare uno dei grip (punti sensibili) del pilastro a coincidere con il filo fisso più vicino (punto di intersezione di due linee di riferimento). Nella seguente figura viene rappresentato un pilastro d'angolo le cui dimensioni sono state modificate rispetto a quelle originarie e di conseguenza non rispetta più il filo fisso rappresentato dall'incrocio delle 2 linee rosse di riferimento (a tratteggiato è rappresentata la sezione del pilastro superiore che rispetta ancora il filo fisso). I quadratini rossi sono i grip del pilastro evidenziati per aver azionato il comando di cui si tratta ed aver quindi selezionato il nodo.



Cliccando nel grip coincidente col punto medio del lato superiore del pilastro si riporta tale punto a coincidere con il filo fisso (quadrato rosso privo di riempimento) ottenendo il voluto risultato:

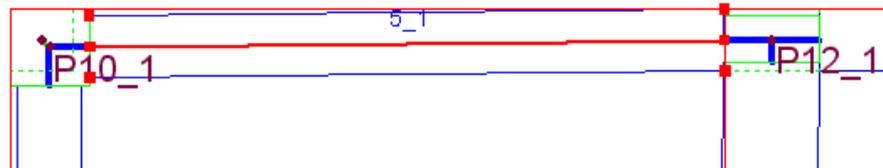


Si può notare l'eccentricità che si forma tra gli assi del pilastro inferiore e superiore. Questa eccentricità verrà considerata automaticamente dal programma che genererà in fase di calcolo un concio rigido orizzontale di collegamento tra i nodi. Allo stesso tempo si noti che il riallineamento del pilastro ha spostato le travi che su di esso incrociavano. Vanno riallineate anche loro alle linee rosse di riferimento a mezzo del comando di seguito illustrato.

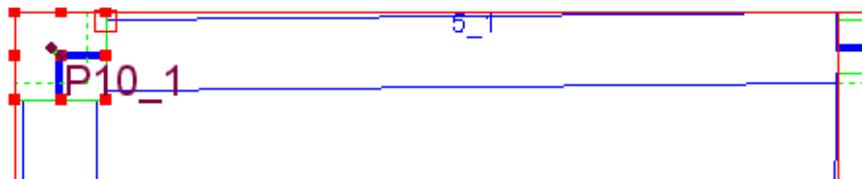
Tutte le tipologie di pilastro presentano **grip** nei vertici e nei punto medi dei lati ad eccezione del pilastro circolare che ne presenta 16 equidistanziati.



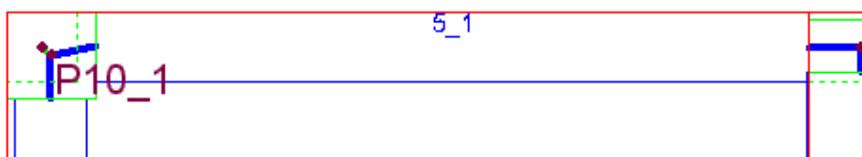
Snap trave a grip pilastro. Una volta selezionato il pulsante e, subito dopo, una trave nel grafico 2D, vengono visualizzati grip (punti sensibili evidenziati con quadratini rossi) nelle due sezioni di estremità del tratto deformabile dell'asta stessa. Si voglia ora riallineare la trave orizzontale al filo fisso originario. Dopo aver selezionato con il mouse la trave in questione si ha la seguente situazione:



A questo punto va selezionato il grip superiore della sezione iniziale della trave (quello da riportare nello spigolo superiore destro) del pilastro. Il programma evidenzia i grip del pilastro tra i quali va selezionato quello di interesse:



Selezionato col mouse il grip del pilastro superiore destro si ha infine il voluto risultato:



Cancella nodo. Il nodo selezionato dopo questo comando viene eliminato dal modello di calcolo se da esso non si dipartono travi (da cancellare preventivamente). Un comando alternativo consiste nel selezionare prima la scheda Nodi-Pilastri e poi selezionare il nodo: in tabella viene evidenziata la riga corrispondente al nodo che potrà essere cancellata deselegnando la casella di stato "Attivo" del nodo.



Cancella trave. La trave selezionata dopo questo comando viene eliminata dal modello di calcolo se su di essa non gravano solai (da cancellare preventivamente). Un comando alternativo consiste nel selezionare prima la scheda Dati Travi e poi selezionare la trave: in tabella viene evidenziata la riga corrispondente alla trave che potrà essere cancellata deselegnando la casella di stato "Attiva".

2.1.4 2.1.4 Avvio del calcolo



Fondazioni non calcolate

Questo comando (affiancato dalla casella di stato "Fondazioni non calcolate"), dà il via al calcolo vero e proprio che però è preceduto da una serie di controlli sui dati immessi. Vengono cioè segnalati attraverso segnalazioni a video (warning) che possono essere ultimativi (non consentono l'avvio del calcolo vero e proprio) o che danno la possibilità all'utente di ritornare in fase di input o di continuare comunque il calcolo.

La fase di calcolo comprende sia l'analisi generale della struttura di fondazione sia la il progetto e la verifica delle armature successivamente modificabili e riverificabili nei vari contesti previsti per le armature (§ 2.4⁹²).

2.2 2.2 Menu principali

Nella prima riga dello schermo sono presenti i seguenti menu a tendina contenenti la maggior parte dei comandi dell'applicazione:

File

Dati

Archivi

Visualizza (vedi [§ 2.1.2](#)^[36])

Opzioni armature (illustrate nel [§ 2.4.1](#)^[94])

Esegui (illustrato nel [§ 2.1.4](#)^[43])

Programmi di servizio (descritti nel Capitolo 4)

Nei successivi paragrafi verranno descritti i comandi presenti nei primi 3 menu.

2.2.1 2.2.1 File

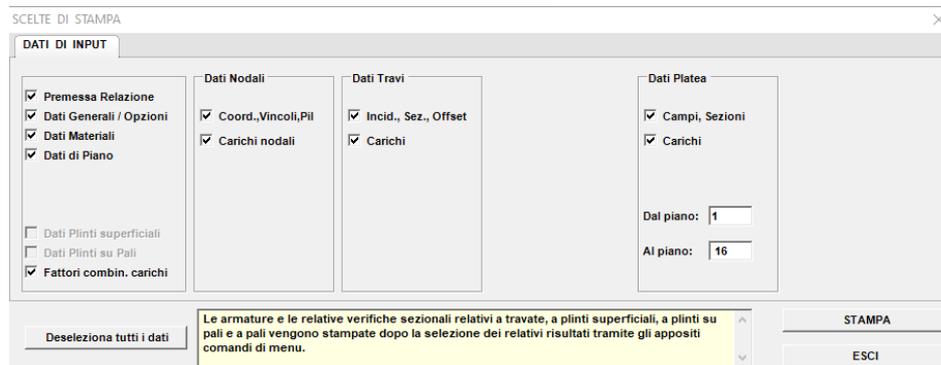
Per ogni nuovo progetto si consiglia vivamente di creare preventivamente nel disco rigido una cartella ad hoc in cui salvare il file di input (tutti con estensione *.F3F) e gli altri file generati dal programma durante il calcolo. In questa cartella potranno essere inoltre posizionate ulteriori sottocartelle relative alla documentazione da stampare e/o disegnare (quella ad esempio in cui salvare i file di stampa delle relazioni, quella relativa ai disegni di progetto in formato *.dxf, ecc.).

Si consiglia inoltre di effettuare frequenti salvataggi nel corso dell'input di una nuova struttura allo scopo di evitare il danneggiamento del file di input (faticosamente creato) per malfunzionamenti del PC e varie altre possibili cause. In ogni caso ad intervalli di 10 minuti il file di input viene automaticamente salvato dal programma con l'estensione *.F3FBIS onde poter disporre di un duplicato del file in caso di danneggiamento del file corrente (con estensione .F3F). Questo file duplicato può essere letto dal menu Apri selezionando il tipo di file *.F3FBIS nell'apposita casella della finestra di dialogo.

I comandi presenti in questo menu sono (a lato dei singoli comandi vengono indicati i pulsanti equivalenti presenti nella Barra degli strumenti):

-  **Nuovo:** consente l'avvio di un nuovo progetto mediante l'apertura di una nuova finestra dei Dati generali ([§ 2.2.2](#)^[47]). L'apertura della finestra dei dati generali è preceduta sempre dalla richiesta di salvataggio del calcolo corrente. Prima del salvataggio dei dati di input del nuovo progetto il programma assegna al progetto il nome provvisorio "Senza Nome" che verrà modificato col desiderato nome solo all'atto del primo salvataggio effettuato dall'utente.
-  **Apri:** apre la finestra di dialogo per caricare il file di un progetto precedentemente eseguito. Preventivamente viene sempre richiesto il salvataggio del file corrente.

-  **Salva:** apre la finestra di dialogo per consentire il salvataggio del progetto in corso col nome ed il percorso fissato dall'utente.
- **Salva con nome:** apre la finestra di dialogo per consentire il salvataggio del progetto in corso con un altro qualsiasi nome/percorso.
-  **Stampa:** Apre la finestra di stampa sottoriportata che consente la stampa sia dei dati di input che dei risultati (se il calcolo è stato eseguito). La stampa è di tipo selettivo cioè può essere limitata ai soli dati che interessano grazie alle caselle di scelta predisposte (vedi figura).



SCELTE DI STAMPA

DATI DI INPUT

Premessa Relazione
 Dati Generali / Opzioni
 Dati Materiali
 Dati di Piano

Dati Plinti superficiali
 Dati Plinti su Pali
 Fattori combin. carichi

Dati Nodali
 Coord.,Vincoli,Pil
 Carichi nodali

Dati Travi
 Incid., Sez., Offset
 Carichi

Dati Platea
 Campi, Sezioni
 Carichi

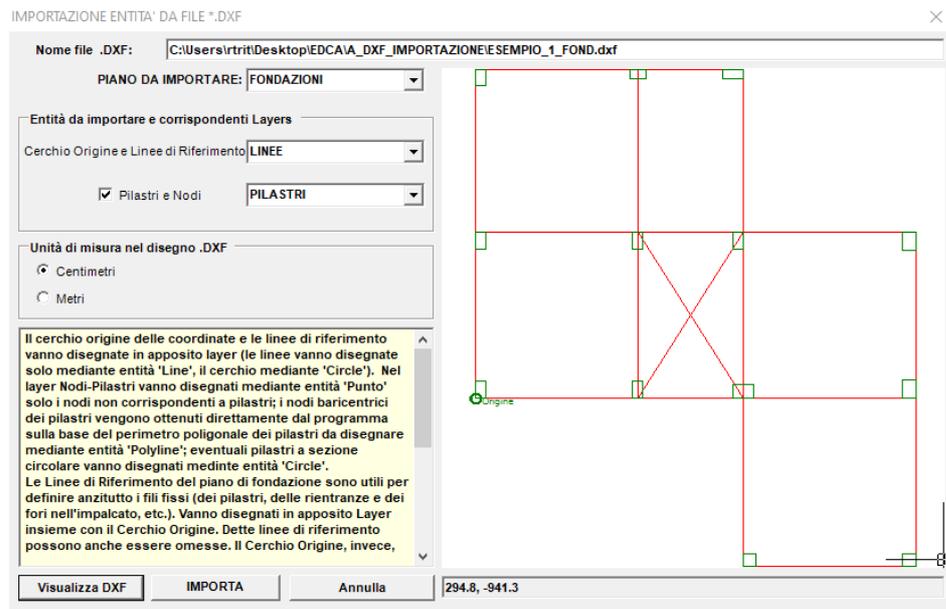
Dai piano: 1
Al piano: 16

Deseleziona tutti i dati

Le armature e le relative verifiche sezionali relativi a travate, a plinti superficiali, a plinti su pali e a pali vengono stampate dopo la selezione dei relativi risultati tramite gli appositi comandi di menu.

STAMPA
ESCI

-  **Importa dati da file *.dxf:** è uno dei comandi più importanti del programma in quanto consente di assegnare i dati di input relativi ai nodi ed ai pilastri nonchè memorizzare le linee di riferimento (fili fissi) che successivamente possono guidare le successive assegnazioni dei dati. In presenza di non pochi pilastri è sicuramente la via più rapida e professionale per l'acquisizione della loro posizione sulla base del disegno architettonico o della prima bozza di carpenteria. L'introduzione dei pilastri direttamente dalla tabella nodi comporta, infatti, necessariamente la laboriosa assegnazione delle coordinate del baricentro delle sezioni per tutti i pilastri. Una volta richiesto l'input da file *.dxf, viene aperta per prima una finestra di dialogo che richiede il nome del file in formato *.dxf contenente i dati relativi al piano Fondazioni in cui si intende effettuare l'importazione. Il file di esempio dxf di seguito descritto è importabile dalla cartella: \ESEMPI.F3F\Importazione Dxf \ESEMPIO 1.dxf. Importato il file il programma visualizza la seguente finestra:



Per poter importare il file *.dxf occorre preventivamente predisporre e salvare, con qualsiasi programma di disegno (Autocad e simili), un file *.dxf che contenga i due seguenti e distinti layer:

1. Layer con cerchio origine e linee di riferimento: le linee di riferimento vanno tracciate come entità di disegno "linea" e rappresentano anzitutto i fili fissi della carpenteria oltre ad eventuali fori e sporgenze utili per controllare il corretto successivo posizionamento degli elementi strutturali. E' importante notare che tutte le intersezioni delle linee di riferimento sono punti sensibili all'interno del programma per i piccoli spostamenti dei pilastri in riferimento ai fili fissi, così come illustrati nel comando snap pilastro a filo fisso (§ 2.1.3^[39]). Il layer deve contenere un cerchio, tracciato con l'entità di disegno "Cerchio" il cui centro rappresenterà nel progetto l'origine degli assi (e quindi delle coordinate) del riferimento Generale X, Y. Mentre il cerchio origine è obbligatorio le linee di riferimento possono essere omesse.
2. Layer Pilastrini e Nodi: in questo layer possono essere assegnati sia solo nodi che nodi e pilastrini appartenenti al piano di fondazione. I nodi vanno disegnati con l'entità "Punto"; i pilastrini devono essere tracciati con entità di disegno di tipo "Polilinea" chiusa evitando di sovrapporre i lati tra loro (il programma assume automaticamente come nodo strutturale il baricentro della sezione del pilastro). I pilastrini con sezione circolare vanno disegnati con l'entità "Cerchio". Nodi privi di pilastro possono essere ad esempio utili per definire i campi di platea, o per definire un nodo di estremità di una trave a sbalzo, ecc. Dopo l'importazione dei dati dal file *.dxf il programma provvede a rendere attivo per ogni pilastro un nuovo nodo strutturale avente le coordinate del baricentro del pilastro ed a generare una nuova sezione trasversale del pilastro nell'[archivio sezioni pilastrini](#)^[72]. Il programma distingue i pilastrini rettangolari dalle pareti in base al rapporto dei lati. I pilastrini con più di 4 lati vengono letti come pilastrini di forma poligonale. Questo layer, a differenza del precedente, è opzionale.

Per l'utilizzo della finestra di importazione basta selezionare nelle apposite caselle a discesa i nomi dei due layer di cui si è discusso ed

impostare l'unità di misura (cm o metri) utilizzata nel disegno *.dxf. Se l'importazione va a buon fine è possibile visualizzare lo schema grafico con il pulsante 'Visualizza DXF'. Per importare e convertire lo schema grafico in elementi geometrici e strutturali del progetto utilizzare, infine, il tasto 'IMPORTA'.

- **Esci:** comanda l'uscita dal programma previa richiesta di salvataggio del file di input.
- Le ultime 6 righe contengono i nomi degli ultimi files di input aperti dal programma

2.2.2 2.2.2 Dati Generali

E' la prima finestra dati da compilare all'inizio di un nuovo calcolo. Contiene la seguente serie di dati ed opzioni di base per l'input ed il successivo calcolo.

DATI GENERALI FONDAZIONE

Descrizione struttura

Generazione modello predefinito
NESSUN MODELLO

Dati struttura
Numero massimo NODI: 100
Numero massimo TRAVI: 200

Opzioni di calcolo

Parametri di calcolo
Lungh. discretizz. Aste/Platea (>30cm) 40

Tipo Fessurazione (v. Circolare NTC)
 Nessuna fessurazione aste
 Fessuraz. sismica aste ($q \leq 1.5$)

%Rigidezze a torsione (10% consigliata) 30

Deformazione a taglio (sempre consigliata)
 Generazione automatica condi rigidi

Pali: Modellazione di calcolo
 Pali in mezzo stratificato alla Winkler (elast)
 Pali in terreno non lineare (curve p-y / t-z)
 Pali in terr. assialm. non lineare (mod. Chin)

Pali in gruppo (Carichi assiali)
 Efficienza Assiale Pali (senza plinto) 0.80
 Interazione Pali per forze verticali

Pali in gruppo (Carichi trasversali)
 Efficienza Trasv..Pali (senza plinto) 0.80

Condizioni ambientali e fessuraz.
 Ordinarie
 Aggressive Sezioni sempre fessurate allo SLE
 Molto Aggressive

Bicchieri: amplif. sforzi comb. sismiche
 Fattore di Amplificazione Sforzi 1.000

Prefisso numerazione autom. Nodi (opz) P

Esci

Condizioni/Combinazioni di carico
 N° Cond. Carico NON NODALI (≤ 10) 2
 N° tot. Comb. Carico NODALI (≤ 100) 1
 Ultima Comb. SLU non sismica:
 (Tutte le successive sono sismiche) 1

N° Cond.	Nome Condizione NON nodale
1	PESI PROPRI
2	PERMANENTI

Sforzi normali travi collegamento plinti

Profilo stratigrafico di tipo A
 Profilo stratigrafico di tipo B
 Profilo stratigrafico di tipo C
 Profilo stratigrafico di tipo D

Ag/g (accel. max SLC al sito/g): 0.26
 S=Ss St (amplif. stratigr.x ampl. topogr.): 1.21

I carichi nodali concentrati (Fx,Fy,Fz,Mx,My,Mz) trasmessi dalla sovrastruttura vanno assegnati già combinati tra loro in quanto è in questa modalità standard con la quale spesso sono estraibili dagli elaborati di calcolo. Invece i carichi NON nodali agenti sulle strutture di fondazione

Descrizione struttura: E' una casella di testo per la sintetica descrizione della struttura (Testo opzionale)

Dati struttura:

- *Numero massimo Nodi:* è il numero massimo di nodi che si prevede possano essere presenti. E' preimpostato il valore 100. Può essere modificato anche successivamente.
- *Numero massimo Travi:* è il numero massimo di travi che si prevede possano essere presenti. E' preimpostato il valore 200. Può essere modificato anche successivamente.

Condizioni/Combinazioni di carico:

- *Numero Condizioni di carico NON NODALI (≤ 10):* queste condizioni si riferiscono ai soli carichi non applicati direttamente ai nodi strutturali (ed all'eventuale piano rigido) e cioè fa riferimento ai carichi ripartiti

permanenti (compreso il peso proprio) e variabili gravanti sulle travi e la platea. Ognuna di queste condizioni di carico assegnate verrà inserita in tutte le combinazioni nodali che sia andranno a definire successivamente. Ad ogni combinazione nodale di tipo SLU o SLE verranno associate tutte le combinazioni non nodali mediante l'assegnazione di un fattore di amplificazione a seconda se trattasi di combinazione SLU o SLE. Detti fattori di combinazione verranno assegnati nell'apposita scheda dei fattori di combinazione (§ 2.2.14^[66]). La prima condizione di carico prevista per i carichi non nodali e non modificabile è quella costituita dai PESI PROPRI (definita G_1 al punto 2.5.1.3 delle NTC) di tutti gli elementi strutturali. I pesi propri vengono calcolati automaticamente dal programma e quindi non vanno assegnati in input. La seconda pure non modificabile è quella dei carichi PERMANENTI (definita G_2 al punto 2.5.1.3 delle NTC) costituita dai pesi propri di tutti gli elementi non strutturali; in questa seconda combinazione rientrano ad esempio le compagnature sulle travi, le tramezzature, il pavimento col relativo sottofondo. Le successive condizioni di carico sono azioni variabili (definite Q_k al punto 2.5.2 NTC) ognuna delle quali può essere definibile come gruppo di carichi dello stesso tipo ed agenti contemporaneamente sulla struttura. Una volta definiti i gruppi dei carichi agenti nelle singole combinazioni vanno assegnati i fattori di combinazione (§ 2.2.14^[66]), relativi ai soli carichi non nodali, nell'apposita tabella presente tra le schede di input.

- *Numero TOTALE Combinazioni di carico Nodali* (≤ 100): il numero di combinazioni nodali in genere corrisponde a quello della sovrastruttura. Possono essere aggiunte ulteriori combinazioni a discrezione del progettista. Gli sforzi nodali di combinazione devono essere inseriti in griglia già combinati e moltiplicati per i competenti coefficienti di combinazione ed, inoltre, già amplificati se trattasi di combinazioni sismiche dissipative (ad esempio in CD'B' i momenti ed i tagli (na non gli sforzi normali) vanno moltiplicati per 1,1). Possono essere considerate sia combinazioni per gli stati limite ultimi (SLU) sia per stati limite di esercizio (SLE). Ad ognuna di queste combinazioni nodali viene automaticamente associata una combinazione delle condizioni di carico NON NODALI attraverso appositi fattori di combinazione da assegnare nella scheda "fattori di combinazione" (§ 2.2.14^[66]). Se ad esempio la combinazione nodale è SLU di tipo non sismico occorre associare il fattore di combinazione 1,3 alla condizione di carico del Peso Proprio e 1.5 alla condizione Permanenti. Nel caso ad es. di combinazioni sismiche si potranno assegnare coeff. unitari alle suddette condizioni.
- *Ultima combinazione non sismica.* Le successive sono tutte sismiche. Per poter effettuare verifiche di tipo differenziato (come previsto dalle NTC tra combinazioni SLU-SLE non sismiche e sismiche SLV non dissipative) è necessario distinguere tra combinazioni non sismiche e sismiche. Pertanto è necessario ordinare per prime le combinazioni non sismiche (comprehensive di eventuali combinazioni di esercizio) e successivamente le sole combinazioni sismiche. Si fa presente che nelle NTC 2018 le verifiche sismiche a flessione delle strutture di fondazione vanno effettuate limitando la resistenza in campo sostanzialmente elastico e cioè di prima plasticizzazione come indicato nel § 4.1.2.3.4.2.

- **Nomi Condizioni:** per ognuna delle condizioni di carico non nodali assunte va indicato un nome. Per le prime due condizioni permanenti G_1 e G_2 il nome è predefinito e non modificabile (PESI PROPRI; PERMANENTI).

Sforzi normali travi di collegamento dei plinti in zona sismica: per le sole combinazioni sismiche, alle sollecitazioni di calcolo delle travi di collegamento (non su suolo elastico alla winkler) dei plinti viene aggiunto uno sforzo normale così come previsto nel § 7.2.5 NTC. I dati richiesti sono quelli indicati in figura.

Generazione modello predefinito: solo alla prima apertura di un nuovo progetto è possibile assegnare velocemente i dati iniziali di massima di una griglia rettangolare di travi e/o di campi piuttosto regolare mediante l'apposito *template* sotto riportato. Esso prevede l'immissione del numero di campate in direzione X ed Y. Naturalmente tutti i dati introdotti sono successivamente modificabili nelle rispettive schede di input.

GENERAZIONE AUTOMATICA GRIGLIA DI TRAVI/CAMPI

Tipologia fondazione

Griglia rettangolare di travi rovesce

Griglia rettangolare di campi di platea

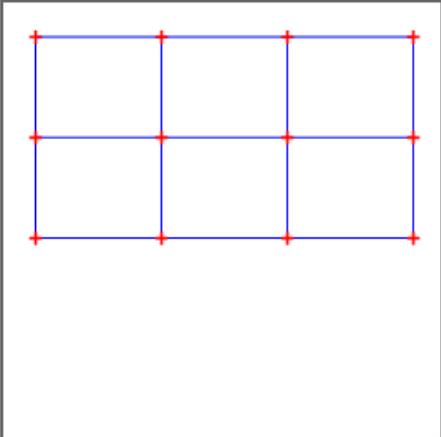
N° Campate in direzione X:

N° Campate in direzione Y:

Prefisso ai numeri di Nodo:

N°	Interasse Campate X cm	Ascisse Progr. cm
1	400	400
2	400	800
3	400	1200

N°	Interasse Campate Y cm	Ascisse Progr. cm
1	300	300
2	300	600

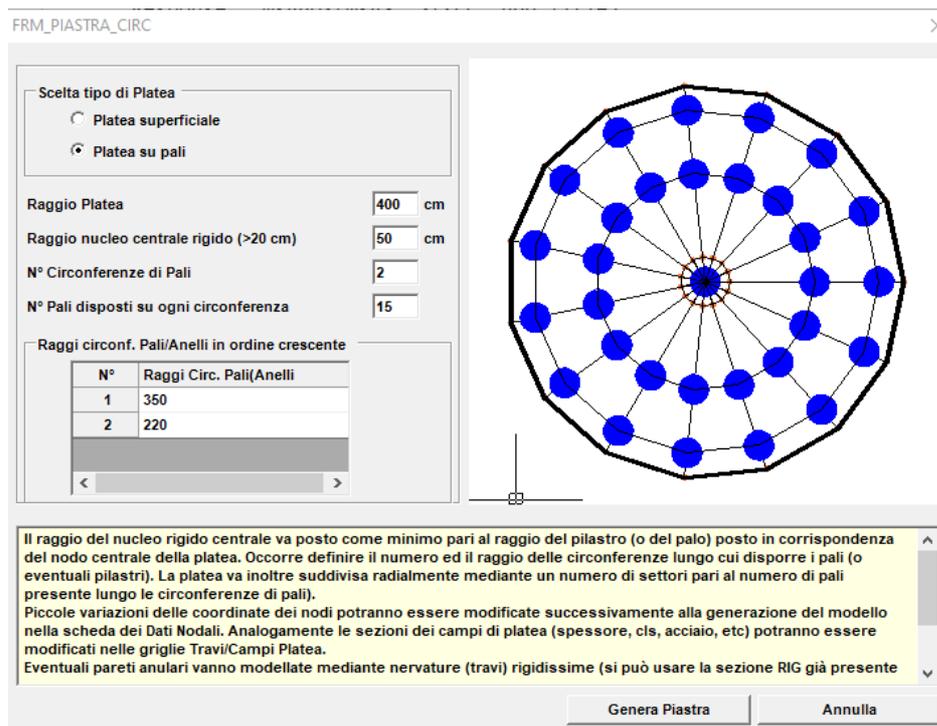


Utilizzare questo modello predefinito per griglie di fondazione a pianta essenzialmente rettangolare. Naturalmente le coordinate dei nodi potranno essere modificate successivamente tramite la griglia dei Dati Nodali. Analogamente le sezioni delle travi e/o dei campi di platea potranno essere modificati nelle griglie Travi/Campi Platea. Nel caso di edifici con pianta non regolare si consiglia di utilizzare l'input dei nodi/pilastrini da file .DXF selezionabile dal

OK Annulla

E' anche prevista la generazione automatica di una platea poligonale/circolare superficiale o su pali disposti su una o più circonferenze mediante il seguente modello che approssima la platea circolare con una poligonale. Nella zona centrale (in cui può anche essere

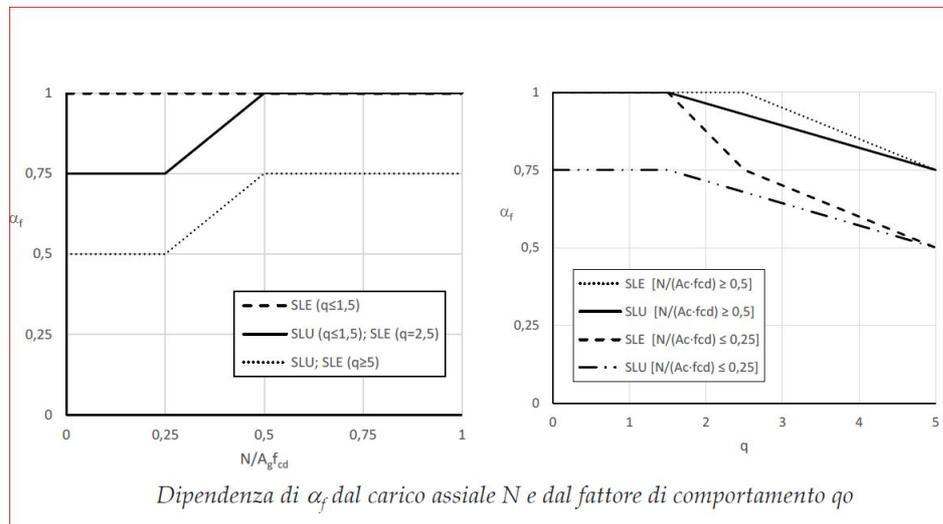
disposto un palo) i campi di platea sono sostituiti da travi fittizie assegnate per dati e molto rigide in grado di collegare il centro della platea (eventualmente caricato da forze e momenti concentrati) ai campi di platea: ciò limita la forte indeterminazione numerica al centro della platea. Il raggio di questo nucleo rigido centrale può essere modificato dall'utente. Eliminando (dopo la generazione) le travi fittizie si può generare una piastra ad anello.



Parametri di calcolo:

- **Lungh. discretizzazione travi/platea (>30 cm):** sulla base di questa misura vengono fissate per ogni trave ed ogni pilastro le sezioni intermedie equidistanti tra loro in cui valutare gli sforzi interni e le deformazioni. Nel caso delle travi su suolo elastico la scelta di dette sezione corrisponde ai nodi interni della suddivisione in conci della trave, premessa per il calcolo della trave come sottostruttura. Lo stesso dicasi per i pali appartenenti alla tipologia che modella il terreno laterale alla Winkler. Anche la discretizzazione automatica dei campi delle platee di fondazione (§ 1.8¹⁸) in elementi finiti bidimensionali è basata sullo stesso parametro.
- **Tipo Fessurazione:** il § 7.2.6 delle NTC afferma che la rigidezza flessionale e a taglio in fase sismica degli elementi in c.a. "può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente". La circolare introduce un diagramma (vedi grafico di seguito riportato), che consente di definire un coeff. di fessurazione in base al tipo di stato limite, all'azione assiale normalizzata ed al fattore di comportamento: dei tre diagrammi semplificati proposti qui se ne propone la scelta solamente tra quello in assenza di fessurazioni (per stati limite di esercizio e basso sforzo normale - tratteggiato in figura) e

quello che fa riferimento a fattori di comportamento $q \leq 1.5$ (a linea continua in figura). Ciò in quanto le fondazioni vengono verificate in regime sostanzialmente elastico e quindi con una limitata fessurazione. Il Coeff. di fessurazione viene applicato alle rigidzze flessionali e taglianti di travi e pali. e a quelle flessionali delle platee.



- **% Rigidezza a torsione** (10% consigliata): nella maggior parte delle strutture in ca a molte iperstatiche (come quelle delle fondazioni in c.a. qui trattate) la torsione nelle travi è presente solo per esigenze di congruenza e la sicurezza della struttura non dipende dalla resistenza torsionale. In questi casi le NTC al § 4.1.2.1.4 consentono di non effettuare la verifica a torsione. La percentuale di rigidezza a torsione modella la fessurazione per torsione riducendo gli sforzi torcenti ed incrementando quelli flettenti (redistribuzione equilibrata). Nel caso di torsione primaria (necessaria all'equilibrio della struttura) la riduzione percentuale della rigidezza a torsione eventualmente assegnata, non influisce sul valore del momento torcente per il quale è ora necessario condurre la verifica di resistenza. Poiché il programma non riconosce automaticamente la differenza tra torsione primaria e secondaria è possibile discrezionalmente definire, nell'[archivio sezioni travi](#)^[70], le sezioni in cui escludere a priori la verifica di resistenza a torsione. Nelle [opzioni armature](#)^[94] delle travi va indicato, infine, un valore minimo del momento torcente sotto il quale non viene comunque effettuata la verifica a torsione.
- **Deformazione a taglio**: è possibile escludere la deformazione a taglio nel calcolo delle travi e dei pali. Si consiglia, invece, di tenere sempre attiva questa deformazione. L'eliminazione della deformazione a taglio può essere utile solo per confronti con altre calcolazioni o per valutarne l'influenza in un particolare progetto.
- **Generazione automatica dei conci rigidi**: se ne consiglia l'attivazione. A conci rigidi automatici attivati è sempre possibile lo snap delle travi ai pilastri di competenza (questo comando è illustrato nel § 2.1.3)^[39]. In corrispondenza di pareti questo comando non è attivo in quanto si ritiene che la modellazione del conco rigido vada effettuata

direttamente dal progettista in quanto in corrispondenza dei conci rigidi è sempre assente la reazione del terreno.

Pali. Modellazione di calcolo

Sono possibili tre differenti tipi di modellazione:

1) *Pali in terreno stratificato alla Winkler (elastico lineare)*: per il calcolo della rigidezza orizzontale il palo viene discretizzato in conci (aste) e la reazione del terreno (variabile linearmente da strato a strato) viene schematizzata mediante molle ad elasticità lineare alla Winkler (vedi § 3.3^[110])

2) *Pali in terreno stratificato non lineare (curve p-y; t-z)*: per il calcolo delle rigidezze orizzontale e verticale il palo viene discretizzato in conci (aste) ed la reazione del terreno (anche stratificato) viene schematizzata mediante molle alla Winkler non lineari (vedi § 3.3^[110])

3) *Pali assialmente non lineari (modello iperbolico di Chin)*: per il calcolo delle rigidezze assiali dei pali viene ipotizzata una curva carichi-cedimenti di forma iperbolica i cui parametri vengono in genere desunti da prove di carico su pali pilota (o anche dal calcolo analitico se si assume a priori il comportamento iperbolico dei cedimenti assiali). Il calcolo delle rigidezze trasversali è invece lineare come quello dei pali di cui al punto 1 (vedi § 3.3^[110]).

Pali in gruppo non appartenenti a plinti (carichi assiali)

Nel caso di pali non in gruppo o reciprocamente distanti più di 5-6 volte il loro diametro si possono trascurare gli effetti di gruppo ponendo entrambi i fattori di efficienza pari a 1.

Per tener conto dell'effetto di gruppo per carichi assiali va definito un fattore di Efficienza E_g tale da ridurre la somma delle resistenze assiali degli n pali in gruppo: $R_{\text{gruppo}} = E_g n R_{\text{singolo}}$. La scelta del valore di E_g dipende dal numero di pali, dalla geometria del gruppo etc.. Si veda in proposito il § 3.3^[110]. Mediante questo fattore vengono presi in conto gli effetti di gruppo come richiesto dalle NTC. Per i pali appartenenti ai plinti su pali predefiniti il coeff. E_g viene assegnato nell'apposito [Archivio tipologie plinti^{\[75\]}](#).

Per tener conto degli effetti di gruppo per carichi trasversali ai pali va assegnato un fattore di Efficienza G_g avente la stessa definizione del precedente E_g .

Per tutte le tipologie di pali è possibile, in aggiunta agli effetti di gruppo, effettuare il calcolo dell'interazione assiale tra i pali in gruppo mediante coeff. di interazione. La messa in conto di questa interazione è indicata per le combinazioni SLE, per valutare meglio i probabili cedimenti dei pali (con particolare riferimento alle fondazioni miste).

Pali in gruppo (carichi trasversali)

Per i pali in gruppo soggetti a forze trasversali viene definito un fattore di efficienza trasversale in perfetta analogia a quanto sopra detto per i pali in gruppo caricati assialmente. E' possibile il calcolo diretto dell'interazione trasversali dei pali per il solo modello 3) di pali (curve p-y). L'interazione varia infatti a seconda della direzione della risultante delle forze orizzontali e quindi per ogni combinazione di carico è necessario assemblare differenti matrici di rigidezza per ogni palo.

Bicchieri: amplificazione sforzi nelle combinazioni sismiche.

Nel caso si consideri il bicchiere del plinto come un collegamento tra i pilastri e la struttura prefabbricata dissipativa è necessario applicare un coeff. di sovrarresistenza che in CD"B" vale (Tabella 7.2.I) ad es. $\gamma_{Rd} = 1.2$. Poichè gli sforzi sismici applicati alla fondazione devono essere stati già amplificati con un coeff. pari a 1,1, il coeff. di amplificazione γ da assegnare nella casella di input è pari a $\gamma = 1.2/1.1 \cong 1.1$. Nel caso di struttura in elevazione calcolata come non dissipativa detta amplificazione non è necessaria.

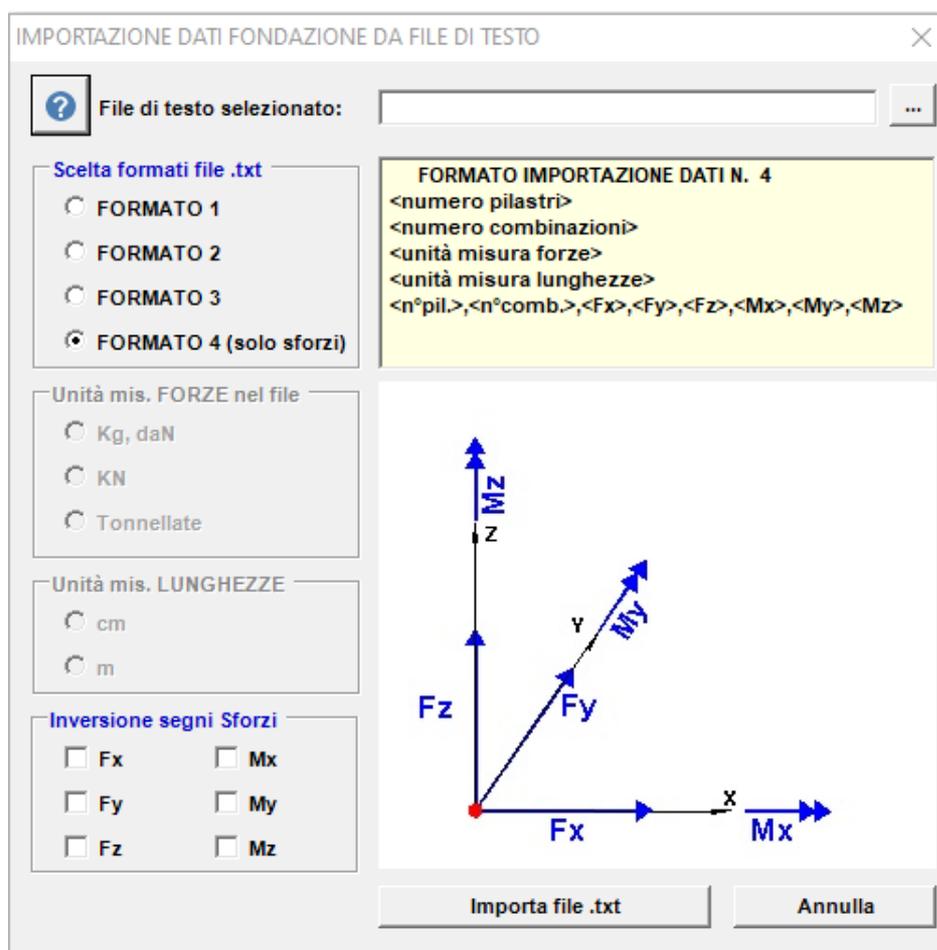
Prefisso numerazione automatica dei nodi:

La numerazione dei nodi in del piano di fondazione è del tipo 3_0 in cui il primo numero è quello d'ordine del pilastro, il secondo è il numero 0 del piano di fondazione. In questa casella è possibile assegnare un qualsivoglia prefisso (un solo carattere) da anteporre all'indicazione numerica del nodo, ad esempio "P" ottenendo per il nodo sopraindicato il nuovo identificativo P3_0. Si fa osservare che lo stesso identificativo viene utilizzato per l'eventuale pilastro, plinto o palo localizzato nello stesso nodo. Questa assegnazione può però avvenire solo al primo avvio della presente finestra dei dati generali.

2.2.3 2.2.3 Importaz. Dati da file di testo

Questo comando, presente nel menu File, consente di importare da files di testo (opportunamente predisposti) le coordinate in pianta dei nodi (baricentri dei pilastri) e delle corrispondenti combinazioni di carico nodali. Le convenzioni di segno degli sforzi ($F_x, F_y, F_z, M_x, M_y, M_z$) da importare nei singoli nodi devono essere concordi con quelle disegnate nell'apposito grafico. In caso contrario va invertito il segno a mezzo delle apposite caselle di scelta. Le unità di misura dei dati di importazioni devono essere specificate nel file da importare (per le forze vanno indicati kg, daN, kN, tonnellate; per le lunghezze cm, m). Il programma converte automaticamente dette unità in quelle utilizzate di default dal programma.

Nel file da importare il numero delle combinazioni deve essere uguale a quello delle combinazioni NODALI totali già assegnato nei Dati Generali.



Una volta selezionato il file di testo (estensione .txt) va definito il formato con cui esso è stato costruito tra i 4 previsti in questa versione del programma. Il quarto file di testo non prevede l'assegnazione delle coordinate dei pilastri ma solo le combinazioni di sforzo assegnate ai pilastri già assegnati (cioè va prima generata la struttura e solo dopo vengono importati gli sforzi).

Per maggiore chiarezza si fornisco di seguito esempi di file costruiti con i 4 formati (presenti anche nella cartella di installazione del programma denominata \IMPORTAZIONE ASCIF).

I primi tre formati prevedono sempre l'assegnazione delle coordinate ai nodi (o ai pilastri) considerando la numerazione consecutiva degli stessi (e delle successive combinazioni) a partire dal nodo 1. Pertanto **i primi 3 formati VANNO USATI SOLO NEL CASO IN CUI NESSUN NODO SIA STATO ANCORA ASSEGNATO NEL MODELLO.**

Il quarto formato non prevede l'assegnazione delle coordinate dei nodi e **VA USATO NEL CASO IN CUI LA GEOMETRIA SIA STATA GIÀ ASSEGNATA:** le combinazioni degli sforzi possono essere assegnate direttamente ai voluti nodi (anche non consecutivi) individuati in base al loro numero d'ordine nella griglia.

Le convenzioni di segno degli sforzi ($F_x, F_y, F_z, M_x, M_y, M_z$) da importare nei singoli nodi devono essere concordi con quelle nel grafico della finestra di

importazione. In caso contrario va invertito il segno a mezzo delle apposite caselle di scelta. Le unità di misura dei dati di importazioni devono essere specificate nel file da importare (per le forze vanno indicati kg, daN, kN, tonnellate; per le lunghezze cm, m).

Il programma converte automaticamente dette unità in quelle utilizzate di default dal programma.

I files di seguito riportati sono importabili nel seguente percorso (nella cartella di installazione del programma):
\\ESEMPI.F3F\Importazione_ASCII F3F\FILE_FOND_FORMATO_1.txt
 etc.

Per maggiore chiarezza di riportano di seguito i suddetti esempi di file predisposti rispettivamente per i 4 formati.

Formato Importazione 1: 2 pilastri con 4 combinazioni di carico

```
2
5
kg
cm
1 460.0 217.0
2 460.0 355.0
1 1 -737 539 58998 -251700 -312100 0
1 2 -684 479 44740 -226700 -296800 0
1 3 -728 529 56871 -250500 -308500 0
1 4 -675 468 42613 -225500 -293300 0
2 1 -562 880 69003 -335500 -259600 0
2 2 -542 726 51507 -283000 -254000 0
2 3 -556 785 64676 -309600 -257100 0
2 4 -536 632 47181 -257100 -251400 0
```

Formato Importazione 2: 2 pilastri con 4 combinazioni di carico

```
2
8
kg
cm
1 460.0 217.0
2 460.0 355.0
58998 -737 539 -251700 -312100 0
44740 -684 479 -226700 -296800 0
56871 -728 529 -250500 -308500 0
42613 -675 468 -225500 -293300 0
69003 -562 880 -335500 -259600 0
51507 -542 726 -283000 -254000 0
64676 -556 785 -309600 -257100 0
47181 -536 632 -257100 -251400 0
```

Formato Importazione 3: 3 pilastri con 4 combinazioni di carico

```
3
4
kg
m
1 5.0 3.5 1 25000 1236 450 600 563
2 7.0 3.5 1 12500 852 320 452 236
3 9.0 3.5 1 18000 654 1000 625 560
1 5.0 3.5 2 7000 987 650 410 450
2 7.0 3.5 2 5000 1020 520 -230 250
3 9.0 3.5 2 0 0 0 0 0
```

1 5.0 3.5 3 9865 1200 987 600 450
 2 7.0 3.5 3 4562 850 654 741 600
 3 9.0 3.5 3 3256 654 156 120 960
 1 5.0 3.5 4 8754 789 852 330 125
 2 7.0 3.5 4 5566 888 999 410 133
 3 9.0 3.5 4 8521 750 850 256 200

Formato Importazione 4: Solo 4 comb. di sforzi su 2 pilastri i cui numeri d'ordine sono 1 e 2 (sarebbero potuti esse qualsiasi purchè già assegnati nel modello)

2
 4
 Kg
 Cm
 1,1,-737,539,58998,-251700,-312100,0
 1,2,-684,479,44740,-226700,-296700,0
 1,3,-728,529,56871,-250500,-308500,0
 1,4,-675,468,42613,-225500,-293300,0
 2,1,-562,880,69003,-335500,-259600,0
 2,2,-542,726,51507,-283000,-254000,0
 2,3,-556,785,64676,-309600,-257100,0
 2,4,-536,632,47181,-257100,-251400,0

2.2.4 2.2.4 Dati Piani

Dati Piani		Nodi - Pilastri	Travi	Campi Platea	Vincoli e Carichi nei nodi			Car. ripartiti Travi	Car. ripartiti Generici	Carichi conce
N° Piano	Nome Piano	Quota Estr. (cm)	Piano Rigido	FX (kN)	FY (kN)	MZ (kNm)	Xappl. (cm)	Yappl. (cm)		
0	FONDAZIONI	0.0	<input checked="" type="checkbox"/>	1256.00	358.00	0.00	874	412		

Questa scheda va compilata solo in presenza di pali / plinti su pali / platea su pali. Inutile la compilazione di questa scheda nel caso di fondazioni superficiali, in quanto al piano di fondazione, per ipotesi, sono impediti gli spostamenti nel piano X,Y orizzontale e la rotazione intorno all'asse Z: di conseguenza eventuali forze orizzontali di piano non produrrebbero nè spostamenti nè sforzi nella struttura.

In presenza di pali il piano di fondazione va, in genere, definito come *Piano Rigido* in quanto i pali vanno sempre collegati mediante travi di collegamento o, nel caso di platea su pali, è la stessa platea a fornire il piano estensionalmente rigido. Solo raramente, per plinti su pali o platee non ben collegate, può essere necessario definire il piano di fondazione non rigido. Nel caso di piano rigido tutti i nodi giacenti nel piano di fondazione sono rigidamente collegati ad un nodo fittizio detto *master*.

In presenza di piano rigido, per ogni combinazione di carico nodale (e non per le condizioni di carico non nodali), possono essere assegnate le componenti concentrate F_x , F_y e M_z (dirette come gli assi generali di riferimento) applicate in un punto qualsiasi del piano da definire a mezzo delle coordinate X_{appl} , Y_{appl} .

L'assegnazione di queste forze di piano non è necessaria se già si dispone (nelle singole combinazioni di carico nodali) delle forze concentrate orizzontali applicate ai singoli nodi della struttura di fondazione.

2.2.5 2.2.5 Nodi-Pilastri

Dati Piani	Nodi - Pilastri	Travi	Campi Platea	Vincoli nei nodi	Car. ripartiti Travi	Car. ripartiti Generici	Carichi concentrati	Fattori di combi			
N° Nodo	Attivo	Nome Nodo	X (cm)	Y (cm)	Z (cm)	Sez. Pilastro/Parete	Rot.Pil (*)	Tipo Plinto/Palo	Dx Pl./Palo	Dy Pl./Palo	Angolo (*)
10	<input checked="" type="checkbox"/>	5_0	1260.0	1296.0	0.0	50X50	0.0	250X250X65	0	0	0
11	<input checked="" type="checkbox"/>	6_0	2520.0	1296.0	0.0	50X50	0.0	250X250X65	0	0	0
12	<input checked="" type="checkbox"/>	L6_0	0.0	1712.0	0.0	16X24	0.0	130X130X65	0	0	0
13	<input checked="" type="checkbox"/>	L7_0	630.0	1712.0	0.0	16X24	0.0	130X130X65	0	0	0

Per visualizzare la riga dati di un qualunque nodo e/o pilastro della struttura basta aprire la scheda Nodi-Pilastri, quindi cliccare col mouse sul nodo di interesse: la riga dati del nodo sarà esposta in tabella come prima riga evidenziata o come riga evidenziata.

N° Nodo: è il numero d'ordine di tutti i nodi assegnabili nel piano. Il numero massimo di nodi per piano è quello presente (e modificabile) nella finestra dei [Dati generali](#)^[47]. In ogni nodo può essere inserito un solo pilastro che assume pertanto lo stesso nome (identificativo) del nodo.

Attivo: la casella va selezionata se si desidera inserire un nuovo nodo nel piano corrente. Per cancellare un nodo basta deselezionare la casella dopo aver selezionato col mouse il nodo stesso sul grafico 2D o 3D (la selezione del mouse porta la riga corrispondente al nodo ad essere la prima riga della tabella facilitandone così la visualizzazione in tabella). I nodi vengono attivati in automatico se il piano di fondazione viene importato da file *.dxf ([§2.2.1](#)^[44]) o se viene generato dal template presente nella finestra dei [Dati generali](#)^[47]. Un nuovo nodo, situato nel piano corrente evidenziato nella casella dedicata, può essere attivato anche mediante il pulsante  presente nella toolbar. Il pulsante  ne consente la cancellazione in alternativa alla modalità prima illustrata.

Nome Nodo: non appena si è reso attivo il nodo compare il nome del nodo i cui caratteri predefiniti sono formati dal prefisso assegnato nella finestra dei Dati generali, dal numero d'ordine del nodo e, separato da un trattino, dal numero del piano 0 delle piano di fondazione. Il nome del nodo può essere modificato da tastiera (sconsigliato).

X, Y, Z cm: se il nodo viene attivato direttamente nella griglia, vanno assegnate le coordinate X, Y in pianta mentre la quota in elevazione Z è già presente e corrisponde con quella assegnata nella scheda *dati piani* ([§ 2.2.4](#)^[57]). Nel caso di importazione da file *.dxf o da file di testo *.txt le coordinate dei nodi importati sono già presenti in tabella. Le coordinate sono sempre successivamente modificabili. Nel caso in cui il nodo ricada in un piano rigido ([§ 1.2](#)^[4]) si raccomanda, per l'accuratezza del modello, di modificare il meno possibile la quota Z dei vari nodi.

Sez. Pilastro - Parete: per default nella casella a discesa compare la prima riga dell'elenco "Nessuna" cioè all'attivazione del nodo non è presente alcuna tipologia di pilastro tra quelle assegnate [nell'archivio Sezioni Pilastri-Pareti](#)^[72]. La selezione di una delle sezioni di pilastro o di parete genera la presenza del corrispondente pilastro di piano che viene immediatamente visualizzato nella finestra grafica 2D. Il pilastro (parete o pannello di taglio) assume lo stesso nome identificativo del nodo. Nel

caso di importazione da file *.dxf (§ 2.2.1^[44]) il pilastro la sezione viene automaticamente creata nell'archivio pilastri e compare automaticamente nella presente casella (oltre che nei grafici a video).

Rot. Pilastro (°): all'atto della sua prima introduzione la sezione del pilastro viene posizionata con il suo baricentro sempre coincidente con il nodo e con gli assi locali (di posizionamento), rispetto ai quali è stata creata nell'archivio, paralleli a quelli generali. Successivamente è sempre possibile ruotare gli assi locali della sezione intorno all'asse verticale passante per il baricentro di un qualsiasi angolo espresso in gradi sessadecimali (rotazione oraria positiva guardando nella finestra 2D). La rotazione del pilastro è visibile a video all'atto stesso dell'immissione del suo dato numerico.

Tipologia Plinto/Palo: In questa casella a discesa è possibile selezionare una delle possibili tipologie di fondazione previste e cioè quelle dei plinti presenti nell'Archivio tipologie Plinti (plinti superficiali e plinti su pali § 2.2.20^[75]) e quelle dei pali presenti nell'Archivio sezioni Travi-Pali^[70]. Per default compare la tipologia "Nessuna", cioè nel nodo non è presente nessuna delle possibili tipologie di fondazione. Per espressa disposizione normativa non è possibile assegnare ai nodi di una stessa fondazione un plinto superficiale ed un palo o un plinto su pali (cfr. § 7.2.1 NTC): in questo caso il programma segnala con un *warning* tale circostanza.

Dx Plinto/Palo / Dy Plinto/Palo: sono le eventuali eccentricità (offset rigidi) del baricentro del plinto (sia superficiale che su pali) rispetto alle coordinate del nodo in cui è stato posizionato. Possono così essere calcolati eventuali plinti "zoppi". Questa possibilità non è attiva per i pali il cui asse baricentrico deve sempre passare per il nodo. Se invece nel nodo è stato direttamente inserito un palo Dx e Dy sono le eccentricità (in proiezione orizzontale) della punta inferiore del palo inclinato rispetto alle coordinate del nodo.

Angolo (°): è l'angolo di rotazione in pianta rispetto agli assi X, Y del riferimento generale che è possibile assegnare ai plinti nel caso in cui i lati non risultino paralleli a tali assi.

2.2.6 2.2.6 Travi

Dati Piani	Nodi - Pilastri	Travi	Campi Platea	Vincoli nei nodi	Car. ripartiti Travi	Car. ripartiti Generici	Carichi concentrati	Fattori di combinazione						
Trave	Attiva	Nodo Iniziale	Nodo Finale	Nome Sezione	Rot.Sez(°)	DX ini. cm	DY ini. cm	DZ ini. cm	DX fin. cm	DY fin. cm	DZ fin. cm	Vinc. Iniz.	Vinc. Fin.	Fless.Deviata
22	<input checked="" type="checkbox"/>	1_0	7_0	40X60	0.0000	25.0	0.0	0.0	-5.0	0.0	0.0	111111	111111	<input type="checkbox"/>
23	<input checked="" type="checkbox"/>	7_0	2_0	40X60	0.0000	5.0	0.0	0.0	-25.0	0.0	0.0	111111	111111	<input type="checkbox"/>
24	<input checked="" type="checkbox"/>	2_0	8_0	40X60	0.0000	25.0	0.0	0.0	-5.0	0.0	0.0	111111	111111	<input type="checkbox"/>
25	<input checked="" type="checkbox"/>	8_0	3_0	40X60	0.0000	5.0	0.0	0.0	-25.0	0.0	0.0	111111	111111	<input type="checkbox"/>

Per visualizzare i dati di una trave già assegnata basta aprire la scheda Travi, quindi selezionare col mouse la trave (nella parte centrale dell'asse) e la riga con i dati della trave compariranno come prima riga della tabella o come riga evidenziata (come quella in figura).

Sono presenti le seguenti colonne di dati:

Trave: è il numero d'ordine di tutte le travi assegnabili nel piano. Il numero massimo di travi nel piano è quello assegnato (e modificabile) nella finestra dei *Dati generali* (§ 2.2.2^[47]).

Attiva: la casella va selezionata se si desidera inserire, direttamente da tabella, una nuova trave. Per cancellare una trave basta deselegionare la casella dopo aver selezionato col mouse la trave stesso sul grafico 2D o 3D (la selezione del mouse porta la riga corrispondente alla trave ad essere la prima riga della tabella facilitandone così la visualizzazione in tabella). La riga contenente i dati della trave viene attivata in automatico se la trave viene generata tramite mouse: cioè cliccando successivamente sui due nodi che la definiscono (dopo aver naturalmente selezionato il comando di generazione trave presente nella toolbar ).

Il pulsante  consente la cancellazione della trave che si va a selezionare col mouse.

Nodo Iniziale / Nodo Finale: vanno digitati in tabella o vengono automaticamente riportati nel caso di generazione della trave mediante mouse (o mediante il *template* presente nella finestra dei dati generali).

Nome Sezione: va selezionata (o modificata) attraverso la casella a discesa di questa colonna dati tra quelle presenti nell'archivio sezioni travi (§ 2.2.17^[70]). Nel caso di input della trave col mouse la sezione di competenza automaticamente immessa è quella corrente selezionata nel suddetto archivio.

Rot. Sezione (°): è l'angolo di declinazione della trave nello spazio (cfr. § 1.7^[8]) da esprimere in gradi sessadecimali. Per default l'angolo è nullo. La rotazione corrispondente all'angolo digitato viene visualizzata (consentendo un controllo visivo anche della sua direzione) nella vista 3D solida. Questo comando è attivo solo se per le trave per le quali è stato selezionato il calcolo in flessione deviata (vedi colonna successiva).

DX ini, DY ini, DZ ini cm: definiscono il concio rigido del nodo iniziale della trave, cioè le eccentricità (offset) rispetto alle coordinate del nodo iniziale dell'estremo iniziale del tratto deformabile della trave. Questi valori sono modificabili in griglia solo se nei Dati Generali viene deselegionata la casella 'conci rigidi automatici'.

DX fin, DY fin, DZ fin cm: definiscono il concio rigido del nodo finale della trave, cioè le eccentricità (offset) rispetto alle coordinate del nodo finale dell'estremo finale del tratto deformabile della trave. Questi valori sono modificabili in griglia solo se nei Dati Generali viene deselegionata la casella 'conci rigidi automatici'.

Vinc.Iniziale / Vincolo Finale: ognuna delle estremità del tratto deformabile di ogni trave è caratterizzata dal possedere 6 gradi di libertà

(i primi 3 traslazionali i secondi 3 rotazionali) nel sistema di riferimento locale x, y, z (cfr. § 1.7.2^[13]). Nel caso in cui l'estremità in esame sia perfettamente incastrata nel nodo strutturale di sua competenza, ai 6 gradi di libertà viene attribuito il codice convenzionale di vincolo 1 (situazione corrente per le tipologie strutturali in c.a. ordinario). Ai gradi di libertà eventualmente liberi viene invece attribuito il simbolo 0. Nel caso si voglia modificare tale vincolamento interno basta selezionare la relativa casella per ottenere l'apertura della finestra che gestisce in maniera predefinita o puntuale i singoli gradi di libertà.

Fless. Deviata: le travi appartenenti al piano di fondazione definito rigido sono per definizione in condizione di flessione retta. Se alcune delle travi non hanno vincolo trasversale alla deformazione flessionale (ad esempio per assenza di solette di collegamento dei plinti su pali) vanno selezionate le corrispondenti caselle che attivano la rigidezza flessionale e a taglio in tutte le direzioni. La conseguenza pratica è che l'armatura della trave non potrà venire rappresentata nelle travate ma verrà calcolata e rappresentata solo per involuppo in maniera del tutto simile a quella di un pilastro. La detta armatura sarà visualizzata nel contesto armature travi in flessione deviata (§ 2.3.3^[96]). La regola di normativa che impone il piano rigido estensionalmente in fondazione dovrebbe evitare che una trave possa subire questa sollecitazione deviata.

2.2.7 2.2.7 Campi Platea

Dati Piani	Nodi - Pilastri	Travi	Campi Platea	Vincoli nei nodi	Car. ripartiti Travi	Car. ripartiti Generici	Carichi concentrati	
N° Campo	Attivo	Nome Sezione	Ang. X -Arm.1 (°)	Nome Nodo I	Nome Nodo J	Nome Nodo K	Nome Nodo L	Carico Pz (kN/m ²)
C 10	<input checked="" type="checkbox"/>	PLAT1	0	P12_0	P17_0	P18_0	P13_0	0.00
C 11	<input checked="" type="checkbox"/>	PLAT1	0	P13_0	P18_0	P19_0	P14_0	0.00
C 12	<input checked="" type="checkbox"/>	PLAT1	0	P14_0	P19_0	P20_0	P15_0	0.00
C 13	<input checked="" type="checkbox"/>	PLAT1	0	P16_0	P21_0	P22_0	P17_0	0.00

I campi di platea (cfr. § 1.8^[18]) possono avere solo forma quadrilatera convessa (angolo interni sempre inferiori a 180°) e vengono descritti mediante l'assegnazione dei 4 nodi costituenti i vertici del singolo quadrilatero. I vertici vanno indicati nell'ordine con cui si susseguono in senso orario a partire da uno qualsiasi di essi. **Si consiglia di non generare i campi attraverso questa tabella bensì tramite l'apposito**

pulsante presente nella Toolbar  che attiva la possibilità di selezionare i 4 nodi mediante mouse. I nodi vanno sempre selezionati in senso orario. Per visualizzare i dati di un campo già assegnato occorre selezionare la scheda dei campi platea quindi cliccare col mouse in un punto interno al quadrilatero (nella pianta fondazione); verrà evidenziata la riga dei dati del quadrilatero come prima riga della tabella o come riga evidenziata.

I dati da assegnare alle colonne in tabella sono:

Attivo: attiva l'input di un nuovo campo di platea. La deselegione cancella tutti i dati presenti nella riga dati del campo.

Nome sezione: casella di scelta tra le varie tipologie di sezioni assegnate nell'Archivio sezioni campi platea (§ 2.2.19^[74]).

Ang. X - Arm 1 (°): premesso che sono previste armature superiori ed inferiori disposte solo in due direzioni 1-2 ortogonali tra loro, l'angolo richiesto è quello formato dalla direzione 1 con quella dell'asse generale X di riferimento. Ciò consente al programma di effettuare il progetto delle armature orientate nelle assegnate direzioni in ognuno dei nodi generati dalla discretizzazione dei campi della platea (v. § 1.8¹⁸). Per ottenere la tavola esecutiva con la disposizione delle armature progettate è necessario che tale angolo sia nullo in tutti i campi della platea e che la platea abbia spessore costante.

Nome Nodo I-J-K-L: caselle di scelta dei nodi di vertice del campo ordinati in senso orario.

Carico Pz (daN/m²): carico uniformemente distribuito (positivo verso l'alto) per la condizione di carico corrente (cioè quella che compare nell'apposita casella di scelta dell'applicazione). Nella scheda Fattori di Combinazione in ogni comb. nodale va assegnato un fattore alle singole condizioni di carico. Non sono ammessi carichi distribuiti nelle combinazioni nodali. I carichi concentrati sulla platea sono ammessi solo se applicati nei nodi che definiscono la platea.

2.2.8 2.2.8 Vincoli e Carichi nei Nodi

N° Nodo	Nome Nodo	Vincoli Esterni	Campi Platea			Car. ripartiti Travi		Carichi concentrati			Fattori di combinazione				
			KX (kN/cm)	KY (kN/cm)	KZ (kN/cm)	KX (kNcm/rad)	KY (kNcm/rad)	KZ (kNcm/rad)	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	
10	E_5	110001	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-11,27	0,21	545,30	-0,98	-45,26	0,000000
11	E_5	110001	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-37,46	0,75	-201,89	-3,19	-72,34	0,000000
12	L4_0	110001	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-3,57	-0,01	-32,85	0,01	0,00	0,000000
13	L7_0	110001	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,00	-58,85	-0,01	0,00	0,000000
14	L8_0	110001	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,00	-58,82	0,00	0,00	0,000000

Dopo aver selezionato questa scheda è possibile visualizzare i dati di vincolo e di carico (relativo alla condizione di carico corrente) di un qualunque nodo cliccandolo col mouse in una delle due finestre grafiche.

Importante: **Le colonne FX, FY, FZ, MX, MY, MZ che contengono i carichi concentrati applicati direttamente ai nodi sono disponibili per sole combinazioni NODALI; nelle condizioni di carico non nodali sono visibili solo le restanti colonne (Vincoli, Rigidzze elastiche applicate ai nodi).**

Tutti i dati di questa tabella si riferiscono alle direzioni X, Y, Z degli assi generali di riferimento della struttura. In particolare i carichi e le coppie concentrate hanno direzione positiva se concorde con quella degli assi generali (vedi convenzioni al § 1.1.1⁴).

I dati che è possibile introdurre e/o modificare sono:

Vincoli Esterni: sono i vincoli fissi relativi ai 6 gradi di libertà dei nodi. Il codice 1 indica che il grado di libertà è bloccato, 0 lo indica come libero. I nodi appartenenti a piani rigidi non possono avere vincoli fissi. Nei nodi in cui sono presenti plinti fondazioni superficiali (plinti superficiali, platea superficiale e travi su suolo elastico) è obbligatorio il seguente codice di vincolo: 110001, cioè sono bloccate le traslazioni nel piano X, Y e la rotazione intorno all'asse Z verticale. Non sono cioè ammessi sulla superficie di contatto plinti-terreno (ovvero nel nodo in cui è inserita la fondazione superficiale) vincoli elastici o assenza di vincolo in direzione orizzontale. La modifica dei codici di vincolo si ottiene selezionando il

pulsante che compare nella casella di vincolo (vedi figura sottostante). Viene di conseguenza aperta la seguente finestra per la gestione dei vincoli fissi del nodo:

Vincolamento Nodo n. 10 Piano 0

Codice Vincolo:

Tipologia Vincolo

Incastro totale

Vincolo per elementi di fond. superficiali (travi, plinti, etc)

Cerniera sferica

Nessun vincolo (nodo libero)

Generico

Vincolo allo spostamento

Asse X generale

Asse Y generale

Asse Z generale

Vincolo alla rotazione

Asse X generale

Asse Y generale

Asse Z generale

KX, KY, KZ kN/cm: valori delle rigidezze elastiche (molle) traslazionali applicate nel nodo nelle direzioni degli assi generali di riferimento.

KrX, KrY, KrZ kNcm/rad: valori delle rigidezze elastiche (molle) rotazionali applicate nel nodo nelle direzioni degli assi generali di riferimento.

FX, FY, FZ kN: forze concentrate applicate nel nodo per la condizione di carico corrente. La direzione ed il verso positivo sono quelli degli assi generali di riferimento.

MX, MY, MZ kNm: coppie concentrate applicate nel nodo per la condizione di carico corrente. La direzione ed il verso rotatorio positivo sono quelli degli assi generali di riferimento.

2.2.9 2.2.9 Carichi rip. su travi

Dati Piani	Nodi - Pilastri	Travi	Campi Platea	Vincoli nei nodi	Car. ripartiti Travi	Car. ripartiti Generici	Carichi concentrati	Fattori di combinazione							
N°Trave	Rif.Gener.	Su concii rig.	qx int. kN/m	qy int. kN/m	qz int. kN/m	qtorc int. kNm/m	Car. Variabili	qx fin. kN/m	qy fin. kN/m	qz fin. kN/m	qtorc fin kNm/m	DTy + Sup	DTy + Inf	DTz + Des	DTz + Sin
22	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	0.00	-15.00	0.00	<input type="checkbox"/>					0	0	0	0
23	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	0.00	-15.00	0.00	<input type="checkbox"/>					0	0	0	0
24	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	0.00	-15.00	0.00	<input type="checkbox"/>					0	0	0	0
25	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0.00	0.00	-15.00	0.00	<input type="checkbox"/>					0	0	0	0

Questa scheda è visibile solo per le condizioni di carico (e non per le combinazioni nodali). E' possibile assegnare ad una trave carichi ripartiti

uniformi o variabili linearmente selezionando questa scheda per poi evidenziarne la riga in cui inserire i dati di carico attraverso la selezione col mouse della trave in una delle due finestre grafiche.

Rif. Generale: selezionando questa casella i carichi ripartiti successivamente introdotti vengono riferiti agli assi X, Y, Z generali di riferimento. Lasciando deselezionata questa casella (condizione di default) i carichi vengono riferiti agli assi locali x, y, z della trave (§ 1.7.2¹³). Il segno dei carichi è sempre concorde con gli assi del riferimento assunto.

Su concii rig.: Se questa casella resta deselezionata (condizione di default) i carichi ripartiti vengono applicati solo lungo l'asse del tratto deformabile della trave. In caso invece di selezione il carico viene considerato applicato anche ai concii rigidi della trave.

qx ini. qy ini. qz ini. qtorc ini. kN/m: sono le intensità dei carichi distribuiti nella sezione iniziale deformabile della trave (nel caso di selezione della casella concii rigidi la sezione iniziale viene riportata nel nodo iniziale della trave). Se la casella *Car. Variab.* resta deselezionata il carico assegnato viene considerato costante sull'intera lunghezza della trave.

Car. Variabili: se questa casella resta deselezionata (default) il carico iniziale assegnato si considera costante su tutta la trave. In caso di selezione vanno assegnate le componenti di carico nella sezione finale della trave.

qx fin. qy fin. qz fin. qtorc fin. kN/m: sono le intensità dei carichi distribuiti nella sezione finale deformabile della trave (nel caso di selezione della casella concii rigidi, viene riportata nel nodo finale della trave).

DTy°sup, DTy°inf, DTz°des, DTz°sin: sono i salti termici costanti (positivi se di incremento, negativi se di riduzione) assegnati rispettivamente al bordo superiore trave, al bordo inferiore, al bordo destro e sinistro. I salti termici sono espressi in gradi Celsius.

2.2.10 2.2.11 Carichi rip. generici

Dati Piani		Nodi - Pilastri		Travi		Campi Platea		Vincoli nei nodi		Car. ripartiti Travi		Car. ripartiti Generici		Carichi concentrati		Fattori di combinazione			
N° Carico	Rif. Gener.	Tipo Asta	Piano Asta	Numero Asta	x iniz. carico	x fine carico	qx ini. kN/m	qy ini. kN/m	qz ini. kN/m	qtorc ini. kNm	Car. variab.	qx fin. kN/m	qy fin. kN/m	qz fin. kN/m	qtorc fin. kNm				
1	<input checked="" type="checkbox"/>	TRAVE	FONDAZIONI	27	50	400			-10.5	0.00	<input checked="" type="checkbox"/>	0	0	-36.60	0				
2	<input type="checkbox"/>	TRAVE	FONDAZIONI	0							<input type="checkbox"/>								

Solo per le condizioni di carico non nodali (e non per le combinazioni nodali), ed in corrispondenza della condizione di carico corrente, è possibile assegnare ad una trave carichi ripartiti uniformi o variabili linearmente **applicati anche su un tratto limitato dell'asse della trave** selezionando questa scheda e digitando i dati in tabella anche dopo aver evidenziato la trave col mouse nella finestra grafica.

Rif. Generale: selezionando questa casella i carichi ripartiti successivamente introdotti vengono riferiti agli assi X, Y, Z generali di riferimento. Lasciando deselezionata questa casella (condizione di default) i carichi vengono riferiti agli assi locali x, y, z dell'asta (sia trave che pilastro o parete).

Tipo Asta: riferimento alle sole travi di fondazione (non modificabile)

Piano Asta: può essere solo il piano di fondazione (non modificabile)

Numero Asta: va digitato il numero d'ordine dell'asta (visualizzato nelle finestre grafiche)

x iniz. carico / x fine carico cm: vanno indicate le ascisse iniziale e finale del tratto di trave interessato dal carico ripartito

qx ini. qy ini. qz ini. qtorc ini. kN/m: sono le intensità nella sezione iniziale, di ascissa x iniz., di applicazione del carico. Se la casella Car.variab. resta deselezionata il carico assegnato viene considerato costante fino all'ascissa x fine carico assegnata.

Car. variab.: se questa casella resta deselezionata (default) il carico iniziale assegnato nell'ascissa x iniz. si considera costante fino all'ascissa finale x fine carico. In caso di selezione vanno assegnate le componenti di carico nella sezione di fine carico.

qx fin. qy fin. qz fin. qtorc fin. kN/m: sono le intensità nella sezione finale di ascissa x fine carico.

2.2.11 2.2.12 Carichi concentrati su aste

Solo in corrispondenza della condizione di carico non nodale corrente (e non per le combinazioni nodali) è possibile assegnare ad una trave un carico concentrato le cui componenti spaziali possono essere riferite sia agli assi x, y, z, del sistema di riferimento locale dell'asta sia agli assi X, Y, Z del riferimento generale.

Rif. Generale: selezionando questa casella i carichi ripartiti successivamente introdotti vengono riferiti agli assi X, Y, Z generali di riferimento. Lasciando deselezionata questa casella (condizione di default) i carichi vengono riferiti agli assi locali x, y, z dell'asta (sia trave che pilastro o parete).

Tipo Asta: trattandosi di piano fondale la colonna è sempre settata a Trave

Piano Asta: trattandosi di piano fondale la colonna è sempre settata a Fondazioni

Numero Asta: va digitato il numero d'ordine dell'asta (visualizzato nelle finestre grafiche)

Qx, Qy, Qz kN: sono le intensità delle componenti (nel sistema di riferimento locale o generale prima scelto) del carico concentrato applicato nella sezione di ascissa x

Mtorc kNm: è l'intensità della coppia torcente concentrata applicata nell'ascissa x assegnata. Non è prevista nel caso di scelta del riferimento generale.

2.2.12 2.2.14 Fattori di combinazione

Tutte le combinazioni nodali assegnate non sono affette dai fattori di combinazione in quanto gli sforzi nodali N, FX, FY, FZ, MX, MY, MZ devono essere già combinati e già eventualmente amplificati.

I fattori di combinazione vengono applicati ai soli carichi ripartiti assegnati nelle Condizioni di carico (non nodali) definite nella finestra dei Dati Generali.

N° Comb. nodale	Tipo Combinazione		PESI PROPRI	PERMANENTI	VARIABILE
Nodale n. 1	SLU (In resistenza)	▼	1.300	1.500	1.500
Nodale n. 2	SLE Comb. Quasi Perm.	▼	1.000	1.000	0.300
Nodale n. 3	SLU (In resistenza)	▼	1.000	1.000	0.300

Nella scheda Fattori di combinazione in figura si vede ad ogni combinazione nodale assegnata vengano associati i valori dei fattori di combinazione relativi alle due condizioni di carico non nodali assegnate (PESI PROPRI e PERMANENTI etc.). In questa scheda vanno, inoltre, preliminarmente assegnati i **Tipi di Combinazione** (SLU o SLE) relativi ad ognuna delle combinazioni nodali assegnate. **A seconda del tipo di combinazione presente vanno digitati i fattori di combinazione delle condizioni di carico non nodali.**

In genere i carichi non nodali gravanti direttamente sulle travi di fondazione sono quelli permanenti (peso proprio strutturale e carichi permanenti non strutturali).

Poichè per le strutture di fondazione, anche se ricadenti in zona sismica, non è previsto il rispetto dei principi della gerarchia delle resistenze, non è necessario distinguere nello stato limite SLU le combinazioni non sismiche da quelle prodotte dal sisma. In ogni caso le combinazioni sismiche vanno inserite sempre successivamente a quelle non sismiche (SLU e SLE).

La valutazione del numero di combinazioni non sismiche (allo SLU e SLE) è di stretta competenza del professionista che può, ad esempio, sceglierle tra quelle meno favorevoli.

Per esemplificare il metodo con cui assegnare i fattori di combinazione che amplificano le condizioni di carico assegnate (Peso proprio, Permanenti, Variabili) si faccia riferimento alla griglia dei fattori di

combinazione sopra rappresentata in cui sono presenti, per semplicità, solo tre combinazioni nodali:

- La prima è una combinazione nodale **SLU non sismica**. In base alle regole di combinazione di cui al § 2.5.3 delle NTC ai pesi propri (G_1) va attribuito il fattore $\gamma_{G1} = 1.3$. Ai carichi permanenti (G_2) va attribuito il fattore $\gamma_{G2} = 1.5$. Ai carichi variabili (Q_k) va attribuito il fattore $\gamma_{Qk} = 1.5$.
- La seconda è una combinazione nodale **SLE di esercizio non sismica**. In base alle regole di combinazione di cui al § 2.5.3 delle NTC ai pesi propri (G_1) va attribuito il fattore $\gamma_{G1} = 1.0$. Ai carichi permanenti (G_2) va attribuito il fattore $\gamma_{G2} = 1.0$. Ai carichi variabili (Q_k) vanno attribuiti i fattori ψ_0, ψ_1, ψ_2 a seconda del tipo di carico (in questo caso 0.3).
- La terza è una combinazione nodale **SLU sismica**. In base alle regole di combinazione delle NTC ai pesi propri (G_1) va attribuito il fattore $\gamma_{G1} = 1.0$. Ai carichi permanenti (G_2) va attribuito il fattore $\gamma_{G2} = 1.0$. Ai carichi variabili (Q_k) va attribuito il fattore ψ_2 a seconda del tipo di carico (in questo caso 0.3).

I valori di γ e di ψ vanno assunti in base alle Tabelle 2.6.I e 2.5.I delle NTC.

2.2.13 2.2.16 Archivio Materiali

ARCHIVIO MATERIALI (Tensioni e moduli elastici in MPa = N/mm²; Peso specifico in kN/m³)

Calcestruzzi

N°	Classe CIs	Rck cubi	Ec	fcm	fck	fcd	fctd	fctm	C. Poisson.	Alfa T	Peso sp.(kN/m ³)
1	C20/25	25.0	29960.0	28.0	20.0	11.3	1.0	2.2	0.20	0.00001	25.00
2	C25/30	30.0	31470.0	33.0	25.0	14.2	1.2	2.6	0.20	0.00001	25.00
3	C28/35	35.0	32300.0	36.0	28.0	15.9	1.3	2.8	0.20	0.00001	25.00
4	C40/50	50.0	35220.0	44.8	40.0	19.8	1.5	3.2	0.20	0.00001	25.00
5											

Calcestruzzo: C20/25

Acciai per barre

N°	Nome Acciaio	Es	fyk	fyd	ftk	ftd	epd_k	epd_ult	β1*β2 iniz.	β1*β2 finale
1	B450C	200000.0	450.0	391.3	540.0	391.3	0.0750	0.0675	1.0	0.5
2	B450C*	200000.0	450.0	391.3	540.0	450.0	0.0750	0.0675	1.0	0.5
3	B450C**	200000.0	450.0	391.3	458.3	398.5	0.0120	0.0100	1.0	0.5
4										

Parametri SLE (apert.fess.-tensioni normali NTC 2018)

Cond. Ambientali	Tipo Combinaz.	Apert. Fess. mm	S.CIs (alliq.fck)	S. Fe (alliq.fyk)
Ordinarie	Rara	====	0.600	0.800
	Frequente	0.40	-----	-----
	Quasi perman.	0.30	0.450	-----
Aggressive	Rara	====	0.600	0.800
	Frequente	0.30	-----	-----
	Quasi perman.	0.20	0.450	-----
Molto Aggress.	Rara	====	0.450	0.800
	Frequente	0.20	-----	-----
	Quasi perman.	0.20	0.450	-----

Tutti i dati presenti inizialmente nelle griglie possono essere modificati dall'utente.
Per ottenere orizzontale il pianerottolo plastico degli Acciai nel calcolo delle resistenze porre ftd=fyd.
L'inclinazione del ramo plastico (incrudimento) dipende dal rapporto ftd/fyd.
Per aggiungere o sostituire una riga di un calcestruzzo selezionare il comando 'GENERA NUOVO CALCESTRUZZO DA Rck cubi'.
I valori indicati con β1*β2 vengono impiegati per le

Genera nuovo calcestruzzo da Rck cubi

Applica alla sez. corrente

Assumi come default

Annulla modifiche ed Esci

A quest'unico archivio fanno riferimento tutte le sezioni degli elementi strutturali previsti in programma. I singoli dati che compaiono nelle tabelle per default sono modificabili (anche per le considerazioni svolte nel seguito) e non costituiscono vincolo alcuno per il progettista in quanto unico responsabile dei valori assunti. Le tensioni ed i moduli elastici vanno sempre espressi in N/mm² (≡ MPa). I pesi specifici P.S. del calcestruzzo vanno espressi in kN/m³.

N.B. Per cancellare un qualsiasi tipo di calcestruzzo tra quelli esposti in tabella basta cancellare i caratteri presenti nella casella della colonna *Classe Congl.*. In alternativa alla cancellazione si può anche sovrascrivere e modificare, quindi, qualsiasi casella della riga del calcestruzzo.

Dati Conglomerati

- *Classe Congl.*: la classe del conglomerato deve avere la denominazione normalizzata compresa tra quelle indicate nelle apposite tabelle al § 4.1 delle NTC.
- *Rck, cubi [N/mm²]*: è la resistenza caratteristica a compressione su cubi Rck a cui fare riferimento in sede di progetto
- *Ec [N/mm²]*: è il valore medio del modulo elastico $E_c = 22000 [(f_{ck}+8)/10]^{0.3}$ [N/mm²] (11.2.5) NTC
- *fck [N/mm²]*: è la resistenza cilindrica caratteristica a compressione che del resto compare come primo termine nella denominazione normalizzata della classe. Ad esempio nella classe C20/25 $f_{ck}= 20$ Mpa e $R_{ck}=25$ Mpa. Il § 11.2.10.1 stabilisce però che per passare dalla resistenza cubica a quella cilindrica va utilizzata l'espressione $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$ per cui nella classe citata ad esempio si dovrebbe assumere $f_{ck}= 0.83 \cdot 25 = 20.75$ Mpa valore maggiore di quello (20 Mpa) esposto nella denominazione della classe. Si lascia al progettista, pertanto, la decisione su quale valore assumere: se quello più conservativo indicato nella denominazione della classe o quello indicato dalle NTC.
- *fcd [N/mm²]*: è la resistenza di calcolo del conglomerato $= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ in cui α_{cc} è il coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata e vale di norma 0.85 e $\gamma_c = 1.50$ è il coefficiente parziale del calcestruzzo. Per elementi piani (solette, pareti, ecc.) con spessori minori di 5 cm e realizzati in opera il valore di fcd va ridotto del 20%. (cfr. § 4.1.2.1.1.1 NTC)
- *fctd [N/mm²]*: è la resistenza di calcolo a trazione pari a: $f_{ctk} / \gamma_c = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c$
- *fctm*: è la resistenza media a trazione pari a $0.3 f_{ck}^{2/3}$ (11.2.3a) NTC
- *C. Poisson*: il valore del coeff. μ di Poisson può variare da 0 (calcestruzzo fessurato) a 0.2 (calcestruzzo non fessurato) (§ 11.2.10.4 NTC). Il programma utilizza questo coefficiente per valutare il modulo elastico tangenziale $G = 0.50 \cdot E_{cm} (1+\mu)$ nel calcolo delle platee.
- *P.S. [kN/m³]*: peso specifico del calcestruzzo armato. Viene utilizzato dal programma per il calcolo dei pesi propri degli elementi strutturali.

Dati Acciai per barre

Tipo Acciaio: per le strutture in c.a. ordinarie le NTC prevedono in pratica un unico tipo di acciaio denominato B450C le cui caratteristiche sono prescritte nel § 11.3.2 delle NTC.

Es [N/mm²]: modulo elastico di solito assunto pari a 200000 N/mm²

fyk [N/mm²]: tensione caratteristica di snervamento assunta in sede di progetto pari a quella nominale = 450.0 N/mm²

f_{yd} [N/mm²]: tensione di snervamento di calcolo assunta in sede di progetto pari a $f_{yk} / \gamma_s = 450.0 / 1.15 = 391.3$ N/mm² essendo il coefficiente parziale dell'acciaio $\gamma_s = 1.15$

f_{tk} [N/mm²]: tensione caratteristica di rottura assunta in sede di progetto pari a quella nominale = 540.0 N/mm²

f_{td} [N/mm²]: tensione di rottura di calcolo assunta in sede di progetto. Può essere assunta pari a f_{yd} (incrudimento nullo) o pari a $f_{yd} \cdot k$ con $k = f_t / f_y$. Questo rapporto non può essere inferiore a 1.15 e superiore a 1.35 (11.3.2.1 NTC). Prudenzialmente, pertanto, può assumersi $k = 1.15$

ep_{tk} : deformazione unitaria caratteristica a rottura col simbolo ε_{uk} . il suo valore non può essere inferiore a 0.075

$ep_{d_{ult}}$: deformazione ultima di calcolo pari a $\varepsilon_{ud} = 0.9 \varepsilon_{uk}$ (§ 4.1.2.1.2.2 NTC)

Parametri stati limite di esercizio (Apert. fess. - Tensioni normali)

Apert. fess. [mm]: in questa colonna vengono riportati i valori limite dell'apertura fessure fissati al punto 4.1.2.2.4.4 delle NTC a seconda dello stato limite e delle condizioni ambientali fissate (queste ultime vanno indicate nella finestra dei Dati Generali)

S.cls [aliq. *fck*]: aliquota della tensione caratteristica di rottura del calcestruzzo

S.fe [aliq. *fyk*]: aliquota della tensione caratteristica di rottura dell'acciaio

I parametri sono posti pari a quelli previsti dalle NTC.

2.2.14 2.2.17 Archivio Sezioni Travi-Pali

ARCHIVIO SEZIONI TRAVI - PALI

40x60
 T1
 PALO1
 SEZSOL1

Sez.Corr: 40x60

Dati Sezione
 Nome sezione: T1
 Forma sezione: T / T rovescia
 Calcestruzzo: C20/25 Tipo acciaio: B450C

Dimensioni Sez. (cm) - Kwinkler (N/cm²) - Press.lim. (N/mm²)
 Bi: 100
 Hi: 40
 Bs: 40
 Hs: 80
 Bapp.: 110 S: 15 Kwink.: 25.0 Pr.Lim: 0.20

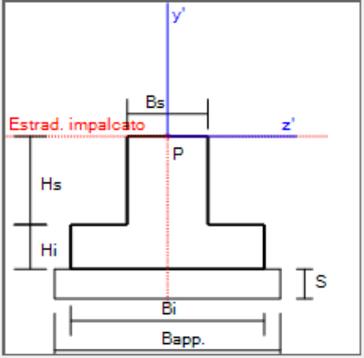
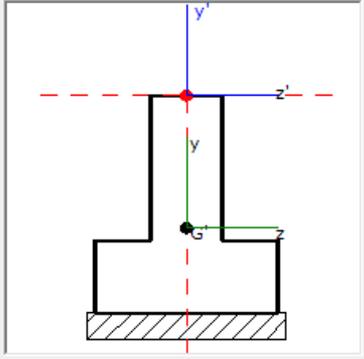
Copriferro (dal baricentro delle barre)
 C.ferro inf.: 4 cm C.ferro sup.: 4 cm

Origine assi locali z'-y' rispetto a P (punto medio estrad. sez.)
 Origine assi locali z'-y' coincidente con P
 Origine assi locali z'-y' coincidente con G

Dati statico-geometrici sezione omogenea (rifer. Baricentro)
 Angolo (z'-z) assi princ. iner.: 0.00000 Area: 7200
 Jz (cm⁴): 8840000 JPol: 12400000
 FT Diry: 1.80 FTors.: 2.29

Le sezioni vanno armate a torsione
 Le sezioni non vanno armate a torsione

Nelle sezioni di travi non a diretto contatto col terreno porre la dimensione della base di appoggio Bapp.= 0 e/o Kwink.=0. Il valore Pr.lim da assegnare alla

Alla prima apertura della finestra l'elenco delle sezioni, per default, contiene n. 3 sezioni che possono essere modificate nel nome e nelle altre caratteristiche: la prima è una sezione rettangolare in elevazione di nome "40x60", la seconda (visualizzata in figura) una sezione a T rovescio su suolo elastico, la terza è la sezione circolare di un palo. La finestra grafica superiore mostra una generica sezione di forma corrispondente a quella della sezione evidenziata in elenco con l'indicazione parametrica delle misure da assegnare e gli assi di posizionamento y',z' (cfr. § 1.7⁸). La finestra grafica inferiore mostra il grafico in scala della sezione evidenziata in elenco con l'indicazione degli assi locali y',z' di posizionamento e quelli principali d'inerzia. Nel caso si preveda per la sezione solo una sollecitazione retta, l'asse principale d'inerzia z resta sempre parallelo ai lati orizzontali della sezione e i dati geometrici della sezione (presenti nella casella sotto i grafici) presentano sempre $J_y=0$ e $F_i=0$ (angolo degli assi principali con l'orizzontale). La condizione di flessione retta o deviata può essere impostata solo nella scheda dei Dati Travi (ultima colonna della griglia). Le travi

appartenenti a piani rigidi o alle travi su suolo alla winkler possono essere sollecitate ed armate solo in flessione retta.

Sotto la casella che contiene l'elenco delle sezioni è indicata la sezione corrente ai fini del successivo input delle travi col mouse ed il pulsante "Seleziona Sezione corrente" consente di definire come corrente la sezione che risulti evidenziata in elenco di modo che, quando si definiscono le travi col mouse, le sezioni in griglia vengono direttamente assegnate uguali a quella corrente selezionata. .

Una qualunque sezione è caratterizzata oltre che dal nome assegnato anche dai seguenti dati:

Tipo Conglomerato/Tipo acciaio: nelle corrispondenti caselle a discesa vanno selezionate la classe di conglomerato e di acciaio tra quelle presenti nell'archivio materiali ([§ 2.2.16](#)^[67])

Forma sezione: nella casella a discesa dedicata sono previsti le seguenti tipologie di sezioni tra cui effettuare la selezione :

- rettangolare
- a T e T rovescio
- rettangolare con flange uguali e disuguali (L,C,T,U,doppio T ecc.)
- circolare
- circolare per pali: è richiesto un numero minimo di barre di armatura (non inferiore al minimo assoluto di 6)
- tubolare in acciaio per pali e micropali
- generica (per dati): non vengono assegnate le dimensioni ma vengono assegnate solo i dati statici (inerzie flettenti e torcenti, aree a taglio); il programma non effettua per queste sezioni alcun dimensionamento di armature

Dimensioni Sezione

A seconda della forma della sezione vanno assegnate le dimensioni (in cm) necessarie alla definizione geometrica della sezione. Per tutte le forme di sezione previste ad eccezione di quelle per pali, è possibile assegnare un valore non nullo alla base di appoggio (Bapp.) sul terreno, alla costante di Winkler (kw), alla pressione limite di progetto del terreno (Pr.lim), allo spessore S del magrone di sottofondazione. In tal caso le travi che adotteranno tali sezioni (Bapp >0) saranno calcolate come travi elastiche su suolo alla Winkler. Per la valutazione del coefficiente di sottofondo si rimanda alle considerazioni svolte nel [§ 1.7.5](#)^[15] ed all'apposito programma di servizio ([§ 4.6](#)^[154]). Per le sezioni circolari per pali è altresì richiesto il numero minimo di barre longitudinali: oltre che per indicare un effettivo minimo questo dato può essere importante per incrementare il momento resistente e quindi il carico limite (Broms) di un palo soggetto a forza orizzontale sismica.

Kwinkler

Per questo parametro vanno utilizzate le dimensioni **N/cm³**. Nel caso dei pali di fondazioni il Kwinkler è riferito alla superficie del palo considerata a contatto del terreno assunta pari al diametro del palo.

Copriferro Sup./Inf (cm)

I copriferri da assegnare sono quelli misurati dal baricentro delle barre. Questo dato implicitamente deve tenere conto del copriferro minimo idoneo per l'elemento strutturale che si sta dimensionando e del diametro delle barre impiegato (vedi [opzioni armature](#)^[94]) ed è quindi un dato di progetto che l'utente deve valutare in base alle disposizioni del § 4.1.6.1.3 delle NTC.

Origine assi locali z',y'

Per le sezioni che verranno assegnate alle travi di un qualunque orizzontamento si consiglia di selezionare l'opzione di origine in P (quella cioè di un punto predefinito dell'estradosso della sezione); in tal modo la trave verrà disposta con l'estradosso coincidente con la quota del piano.

Opzione armatura a Torsione

Per ogni sezione può indicarsi se effettuare o meno il progetto e la verifica delle armature a torsione; è il caso di travi a graticcio in cui la sollecitazione di torsione risulti secondaria e nei Dati Generali si sia posta la rigidezza a torsione di calcolo pari o inferiore al 5% della rigidezza elastica.

2.2.15 2.2.18 Archivio Sezioni Pilastr-Pareti

ARCHIVIO SEZIONI PILASTRI - PARETI

50X60
60X50
 FI60
 10X10
 SETTO

Dati Sezione Pilastro - Parete

Nome sezione:

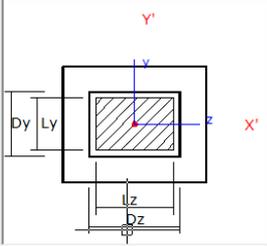
Forma sezione:

Rett.
 Circ.
 Flang.
 Rett+Bicch.
 Polig.
 Pareti
 Pann.Taglio

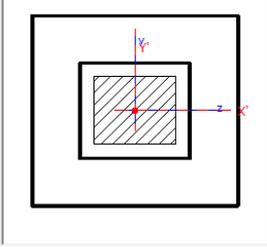
Sezione rettangolare + bicchieri

Dati bicchiere plinto	
Lz: <input type="text" value="60.0"/> (cm)	Dz (Lato interno) <input type="text" value="80"/> (cm)
Ly: <input type="text" value="50.0"/> (cm)	Dy (Lato interno) <input type="text" value="70"/> (cm)
	Altezza bicchiere <input type="text" value="120"/> (cm)
	Spessore bicch. <input type="text" value="35"/> (cm)
	Diam. barre orizz. <input type="text" value="16"/> (mm)
	Diam. barre vert. <input type="text" value="2"/> (mm)
	Copriferro netto <input type="text" value="15"/> (cm)

Opzione verifica bicchieri (prevista in EC2 ma non in CNR 10025)
 Attrito ($\mu = 0.25$) alla base dei pilastri (incremento F2 resistente)



La sezione dei pilastri verrà inserita in pianta facendo coincidere il suo baricentro col nodo di assegnazione (griglia Modi-Pilastri). Gli assi locali principali d'inerzia z-y verranno disposti in pianta parallelamente rispettivamente agli assi generali X-Y (Gli assi X', Y' sono assi paralleli agli assi generali in pianta ma con origine nel baricentro del pilastro).



ASSI z,y (in rosso)
 Area = 3000 cm²
 z baric. = 0.000 cm
 y baric. = 0.000 cm
 Sz = 0 cm⁴
 Sy = 0 cm⁴
 Jz = 900000 cm⁴
 Jy = 625000 cm⁴
 Jzy = 0 cm⁴
 F.T. dir y = 1.20
 F.T. dir z = 1.20
 F.Torsione = 1.28

ASSI Principali (magenta)
 Angolo = 0.0000 (°)
 Jz = 900000 cm⁴

Angolo (z'-z) assi princ. inerzia (°) A(cm²)

Jz(cm⁴) Jy(cm⁴) JPol(cm⁴)

FT Dirz FT Diry FTors.

Le sezioni di questo archivio vengono utilizzate dal programma solo per valutarne l'ingombro nei plinti e per definire automaticamente le dimensioni dei conci rigidi delle travi di fondazione o le dimensioni del

perimetro critico nella verifica a punzonamento delle platee. Il programma, quindi, non esegue alcuna verifica di resistenza dei pilastri/pareti. Nel caso, come quello illustrato, di pilastro rettangolare incastrato in un bicchiere (pozzetto) a sua volta incastrato su di un plinto od una platea, vanno assegnate sia la geometria che la scelta delle barre di armature del bicchiere onde poter procedere alla sua verifica.

La sezione rettangolare predefinita che compare alla prima apertura di questa finestra può essere sempre modificata.

Per ogni tipo di pilastro vanno definiti, oltre al nome, i seguenti dati:

Forma sezione: nella casella a discesa dedicata sono previsti le seguenti tipologie di sezioni tra cui effettuare la selezione :

- rettangolare
- circolare
- rettangolare con flange uguali e disuguali (L,C,T,U,doppio T ecc.)
- rettangolare con bicchiere (come nell'immagine sopra riportata) per pilastri collegati a plinti, travi rovesce di fondazione, platee. Nel caso di plinti superficiali o di plinti su pali predefiniti il calcolo dei bicchieri è riportato tra i risultati delle verifiche delle armature dei suddetti elementi. Nel caso di bicchieri "liberi" cioè liberamente assegnati a pilastri di fondazione ricadenti su travi rovesce o su nodi di platee, le armature e le verifiche di questi bicchieri sono visualizzabili selezionando il comando "Armatura plinti superficiali". Sempre nel caso di bicchieri si consiglia di selezionare la casella che consente il relativo calcolo tenendo conto dell'attrito alla base del pilastro, onde ridurre gli sforzi nel bicchiere.
- poligonale
- parete (di forma rettangolare con rapporto tra il lato maggiore e quello minore > 4)
- pannello di taglio (di forma rettangolare)

Dimensioni Sezione

A seconda della forma della sezione vanno assegnate le dimensioni (in cm) necessarie alla definizione geometrica della sezione. Per le sezioni poligonali vanno assegnate le coordinate dei punti ordinati in senso orario.

2.2.16 2.2.19 Archivio Sezioni Campi Platea

ARCHIVIO SEZIONI CAMPI PLATEA

E' possibile modificare la sezione di default ed aggiungere altre sezioni nel caso di platea con campi di spessore e/o caratteristiche di terreno differenti. Possono essere definite sia sezioni di platee su suolo elastico che platee su pali senza contatto col terreno (K Winkler =0). I dati da assegnare oltre al nome di identificazione della sezione (tipologia) del campo sono:

Tipo Conglomerato/Tipo acciaio: nelle corrispondenti caselle a discesa vanno selezionate la classe di conglomerato e di acciaio tra quelle presenti nell'archivio materiali (§ 2.2.16⁶⁷)

Spessore (cm): spessore lordo della piastra di calcestruzzo costante nel campo in oggetto

K winkler (N/cm³): coefficiente di sottofondo da porre nullo per le platee su pali prive di contatto col terreno o con terreno molto scadente; nel caso di platee su suolo elastico questo coeff. va scelto in base ai risultati delle indagini geotecniche ed ai successivi calcoli di deformabilità da condurre ad esempio con l'apposito programma di servizio (§ 4.6¹⁵⁹). Eventuali cedimenti di consolidazione possono essere valutati dopo il

calcolo con il suddetto programma di servizio o con quello di cui al § 4.7^[162].

Press. Limite Terreno (N/mm²): viene confrontata, per verifica, con la pressione calcolata in ogni nodo generato del campo di platea ($K_w > 0$).

Spessore magrone (cm): viene utilizzato per il calcolo delle quantità di materiale impiegato

C.ferro inf / C.ferro sup (cm): per ognuna delle due direzioni ortogonali 1-2 di armatura vanno indicati i copriferri superiori ed inferiori misurati dal baricentro delle barre. L'orientamento delle barre può essere orientato rispetto a quello agli generali X, Y nella scheda dei campi platea (§ 2.2.7^[59]). Questo dato implicitamente deve tenere conto del copriferro minimo idoneo per l'elemento strutturale che si sta dimensionando e del diametro delle barre impiegato (vedi [opzioni armature](#)^[94]) ed è quindi un dato di progetto che l'utente deve valutare in base alle disposizioni del § 4.1.6.1.3 delle NTC.

2.2.17 2.2.20 Archivio tipologie Plinti

E' possibile archiviare sia plinti superficiali che plinti su pali predefiniti. In uno stesso progetto però non possono coesistere plinti superficiali con plinti su pali per espressa indicazione normativa (§ 7.2.1 NTC). La singola tipologia di plinto può essere inserita (in corrispondenza del suo baricentro) nel piano di fondazione in un qualsiasi nodo della scheda *Nodi-Pilastr* (§ 2.2.5^[58]).

Plinti superficiali

I dati richiesti per i plinti sono quelli esposti nella figura sottostante e visualizzati nelle caselle grafiche. Si fa osservare che il coefficiente di sottofondo Kwinkler (daN/cm³) va assegnato in funzione delle dimensioni dell'impronta sul terreno oltre che dalle caratteristiche di deformabilità: se ne raccomanda una sua accorta determinazione anche mediante l'uso del programma di servizio descritto nel § 4.6^[159]. Anche il valore della pressione limite del terreno può essere stimata preventivamente col programma di servizio illustrato nel § 4.3^[142]. Nel caso di terreno argilloso i cedimenti di consolidazione potranno essere calcolati, separatamente e dopo il calcolo delle sollecitazioni SLE, mediante gli appositi programmi di servizio inclusi in questo programma. Per la verifica a scorrimento del plinto va altresì assegnato l'angolo di attrito efficace per la verifica in condizioni drenate e la coesione nel caso di fondazione sotto falda.

ARCHIVIO TIPOLOGIE PLINTI

Aggiungi tipologia
Modifica tipologia
Elimina tipologia
ESCI

250X250X65
130X130X65
RT100X100X50

Dati Tipologia Plinto

Nome tipo: 250X250X65

Plinto Superficiale
 Plinto su Pali
 Impronta rigida rettang.

Parametri Tipologia Plinto (in cm e Newton)

Calcestruzzo: C25/30 Acciaio: B450C

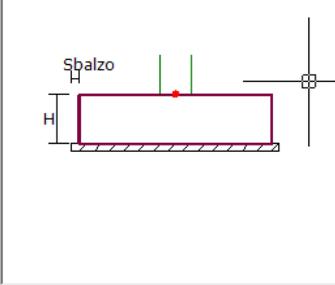
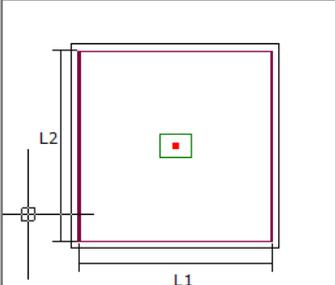
L1: 250 cm
L2: 250 cm
Spessore H: 65 cm
Sbalzo magrone: 10 cm
Spess. magrone: 10 cm
Kwinkler (N/cm²): 23.8 N/mm²
Press.Prog.(N/mm²): 0.26 N/mm²

Copriferri Armature direzione 1
C.ferro infer. 3 cm C.ferro super. 3 cm

Copriferri Armature direzione 2
C.ferro infer. 3 cm C.ferro super. 3 cm

Verifica a scorrimento orizzontale
 In condizioni drenate Angolo Attr.Eff. 30.00 °
 Base fondazione sotto falda MPa

Accetta Modifiche Annulla

Tutte le misure vanno espresse in cm e Newton. Pertanto il coeff. K di Winkler è da esprimersi in N/cm³ e la pressione limite di contatto plinto-terreno in N/mm². Il plinto va assegnato in corrispondenza di un nodo della griglia del piano FONDAZIONI. Nello stesso nodo va sempre assegnata la sezione di un pilastro. Il centro del plinto può essere traslato e ruotato (plinti eccentrici) nel piano di fondazione attraverso l'assegnazione

Plinti su Pali

Sono previsti vari tipologie di plinti su pali (§ 1.10.1²⁷). Nella sottostante figura è visualizzata quella che prevede n. 4 pali. Per ogni tipologia di plinto va scelta una tipologia di pali tra quelle definite nell'archivio tipologie pali (§ 2.2.21⁷⁷). I pali sono previsti sempre verticali e tutti uguali per ogni tipo di plinto. La misura del Franco F si pone pari di solito al raggio dei pali. I coeff. di efficienza per carichi assiali E_v e trasversali E_h possono essere variati per ogni singola tipologia assegnata. Il coeff. di efficienza $E_v = Q_g / (n \cdot Q_{lim})$ del gruppo di pali per carichi assiali è il rapporto tra il carico Q_g totale sopportabile dal gruppo di pali ed n volte il carico assiale limite del singolo palo (n = numero di pali del plinto). Per terreni sabbiosi E_v può essere posto sempre =1. Per terreni argillosi è sempre < 1 e, per un numero di pali limitato come quelli dei plinti su pali predefiniti, può essere calcolata col metodo di Feld che fornisce i seguenti valori:

2 pali=0,938; 4 pali=0,875; 5 pali=0,80; 6 pali=0,77; 8-9 pali=0,722.

Il coeff. di efficienza $E_h = H_g / (n \cdot H_{lim})$ del gruppo di pali per carichi trasversali (di difficile valutazione) è il rapporto tra il carico H_g totale sopportabile dal gruppo di pali ed n volte il carico trasversale limite del singolo palo (n = numero di pali del plinto). Questa efficienza diminuisce all'aumentare del numero di pali ed all'aumentare degli spostamenti orizzontali. Se si effettua un calcolo lineare valori approssimativi possono essere tratti da abaci (ad es. quelli di Mandolini-Viggiani-Russo). Stante

la difficoltà di definire con precisione l'efficienza E_h , anche per la mancanza di estese conferme sperimentali, si consiglia il seguente criterio pratico:

- Per interasse medio tra i pali pari a 3d porre $E_h = 0.7$.
 - Per interasse medio tra i pali pari a 6d porre $E_h = 1.0$.
 - Per interasse medio tra i pali intermedio tra 3d e 6d porre $E_h =$ al valore interpolato tra i due precedenti.
- Evitare assolutamente di porre i pali ad interasse $< 3d$.

ARCHIVIO TIPOLOGIE PLINTI

PLINTO1
 PLINTO2
PLINTO3
 PLINTO4
 PLINTO5
 PLINTO1A
 PLINTO1C

Dati Tipologia Plinto

Nome tipo:

Plinto Superficiale
 Plinto su Pali
 Impronta rigida rettang.

Parametri Tipologia Plinto (in cm e Newton)

True: Acciaio:

Interasse 1: cm
 Interasse 2: cm
 Spessore H: cm
 Franco F: cm
 Efficienza Vert.: cm
 Efficienza Oriz.: N/mm²

Tipologia Pali:

Numero Pali

1 palo 2 pali
 4 pali 5 pali
 6 pali X 6 pali Y
 8 pali 9 pali

Copriferri Armature direzione 1

C.ferro infer.: cm C.ferro super.: cm

Copriferri Armature direzione 2

C.ferro infer.: cm C.ferro super.: cm

Tutte le misure vanno espresse in cm e Newton.
 Il plinto su pali va assegnato in corrispondenza di un nodo della griglia del piano FONDAZIONI. Nello stesso nodo va sempre assegnata la sezione di un pilastro.
 Il centro del plinto su pali non può essere traslato ma solo ruotato nel piano di fondazione (intorno all'asse Z generale) attraverso l'assegnazione della quantità denominata 'Angolo' nella griglia dei Nodi.

2.2.18 2.2.21 Archivio tipologie Pali

PREMESSA METODOLOGICA SUL CALCOLO DELLE PALIFICATE

Una prima importante distinzione da fare è quella tra **pali isolati** e **pali in gruppo**. Possono considerarsi **isolati** quei pali disposti in modo che la loro distanza reciproca superi 6÷8 volte il loro diametro (ad esempio pali che portano singolarmente i pilastri e siano collegati da un graticcio di travi o da una platea). I pali che invece sono più vicini della suddetta distanza (di estinzione) e che siano tra loro collegati da un'unica testata vanno considerati come pali in gruppo (ad esempio ogni plinto su pali realizza un gruppo; come pure una platea su pali ravvicinati).

Per evitare eccessive interazioni e quindi eccessivi cedimenti assiali i pali non devono mai essere a distanza reciproca minore di 3 volte il loro diametro.

Per i **pali isolati** la resistenza di progetto (GEO) assiale e trasversale va calcolata con riferimento ad ognuno di essi, dividendo le resistenze ultima per i fattori di correlazione (§ 6.4.3.1.1, § 6.4.3.1.2). Ottenute così le resistenze caratteristiche queste vanno a loro volta divise per i coefficienti parziali R3 per ottenere le resistenze di progetto con cui verificare singolarmente i pali. Anche i cedimenti dei pali vanno verificati palo per palo (cedimenti e rotazioni differenziali devono essere valutati dal progettista sulla scorta dei cedimenti assoluti forniti dal programma).

Per i **pali in gruppo** le NTC fanno una precisa distinzione tra il calcolo di resistenza per gli SLU e quello degli SLE, quest'ultimo orientato prevalentemente al calcolo degli spostamenti e distorsioni. Mentre per il primo tipo di calcolo (SLU) viene richiesto di tener conto delle possibili riduzioni di resistenza per **effetto di gruppo**, per il secondo oltre all'effetto di gruppo si chiede di tenere opportunamente conto, nel calcolo dei cedimenti, degli **effetti di interazione** tra i pali. Mettere in conto l'effetto di gruppo (sia nelle verifiche SLU che in quelle SLE) consiste in pratica nel valutare (caso per caso) due fattori di efficienza (uno per forze assiali, l'altro per forze trasversali) mediante i quali ridurre la somma delle resistenze complessive dei pali. Mettere in conto, nelle verifiche SLE, gli effetti di interazione (essenzialmente quelli assiali per carichi verticali) significa invece valutare con maggiore attenzione i maggiori cedimenti e distorsioni che tali effetti vanno a produrre sia nella struttura di fondazione che nella sovrastruttura. **Poichè in questo programma è stata prevista una valutazione specifica dell'interazione assiale tra i pali basata sul metodo dei coeff. di influenza si consiglia di effettuare due distinti calcoli della stessa struttura di fondazione su pali:**

1) Un primo calcolo contenente le sole combinazioni SLU/SLV con la definizione dei fattori di efficienza per effetti di gruppo senza mettere in conto l'interazione assiale tra i pali (tranne nel caso di fondazioni miste di cui al § 3.4^[128] di questo manuale).

2) Un secondo calcolo contenente le sole combinazioni SLE in cui oltre ad i fattori di efficienza per effetti di gruppo si consideri l'interazione assiale tra i pali. Oltre alle SLE vanno definite SLU fittizie con gli stessi sforzi applicati onde progettare le armature dei pali e delle strutture di collegamento dei pali per le sollecitazioni SLE (il programma non progetta le armature con le sole SLE) .

Le armature finali del progetto risulteranno dall'inviluppo di quelle verificate in entrambi i calcoli. Per una migliore stima dei cedimenti nelle verifiche SLE per carichi verticali, si consiglia di utilizzare l'opzione del calcolo non lineare del comportamento del palo per azioni assiali (metodo di chin)(vedasi [Esempio 7](#)^[193]).

Altra importante norma introdotta dalle NTC 2018 è contenuta nel § 6.4.3.1.1.1:

"Per una palificata, la verifica della condizione [6.2.1] dovrà essere fatta in base alla resistenza caratteristica che risulta dalla somma delle resistenze caratteristiche dei pali che la costituiscono. Sarà comunque necessario valutare possibili riduzioni della resistenza disponibile per

effetto di gruppo, tenendo conto della tipologia dei pali, della natura dei terreni interessati e della configurazione geometrica della palificata".

Quindi per pali in gruppo distanti tra loro meno di 6 volte il diametro non andrebbe verificata la **resistenza assiale di progetto** di ogni palo bensì **quella caratteristica somma delle resistenze caratteristiche di tutti i pali del gruppo**. Ad avviso di chi scrive l'applicazione di questa norma dovrebbe essere fatta prevedendo un calcolo dei pali assialmente non lineare (la resistenza non deve poter superare quella limite di ogni palo). Di conseguenza (prudenzialmente) **questo programma in presenza di pali in gruppo** (plinti su pali predefiniti e pali tra loro a distanza minore di 6 volte il loro diametro ed indicati nei Dati Generali con il fattore di efficienza $E_v < 1$), **continua sì ad effettuare la verifica di resistenza assiale di singolo ogni palo del gruppo, ma lo fa confrontando la forza assiale di combinazione agente sul palo con la resistenza caratteristica e non con la resistenza di progetto (come precedentemente previsto). Per operare questa innovativa verifica l'utente deve assegnare (in questo archivio tipologie pali) al posto della resistenza assiale di progetto quella caratteristica.** Naturalmente il programma esegue comunque la verifica di gruppo assiale e trasversale in base ai fattori di efficienza assegnati in input.

Sono previsti 3 tipologie dei pali (e corrispondenti archivi) a seconda della modellazione del terreno (il palo resta sempre a comportamento lineare):

- 1) Pali in terreno stratificato alla Winkler (lineare)**
- 2) Pal in terreno stratificato non lineare (curve p-y, t-z)**
- 3) Pali in terreno solo assialmente non lineare (modello iperbolico di Chin)**

Per ogni calcolo si può utilizzare solo una delle tre schematizzazioni e la relativa scelta va fatta nella finestra dei *Dati Generali* (§ 2.2.2^[47]). Se, come sopra consigliato, si vuole svolgere separatamente e linermente il calcolo SLU/SLV rispetto a quello non lineare SLE, basta fare la copia (Salva file con nome) del primo calcolo e variare le impostazioni nei *Dati Generali* e le combinazioni di carico.

Per tutte le tipologie gli archivi vanno comunque assegnati i cedimenti e gli spostamenti trasversali orizzontali limite dei pali sia in riferimento agli SLU che agli SLE (§ 6.4.3.2 NTC). Questi valori limite vanno decisi in funzione dei requisiti prestazionali della struttura in elevazione. Particolare attenzione va rivolta ai cedimenti verticali in esercizio quando vengono impiegati pali di grande diametro poichè la maggiore aliquota di portanza alla punta può essere raggiunta solo a prezzo di cedimenti verticali molto elevati (cap.13 Viggiani [7^[207]]). La valutazione sull'accettabilità dei cedimenti differenziali e delle distorsioni rotazionali resta a carico dell'utente che deve effettuare tale valutazione sulla scorta dei risultati prodotti dal programma.

Nel caso di pali in gruppo i cedimenti verticali dei pali calcolati dal programma nel caso di interazione elastica col terreno sono approssimati in quanto calcolati elasticamente e senza tener conto della non linearità dei cedimenti assiali dei pali. Se si effettuano prove di carico su pali pilota (meglio se strumentati) o anche su pali di prova, si può ottenere una migliore approssimazione nei risultati utilizzando il metodo della curva

carichi-cedimenti iperbolica di Chin (tipologia 3). Più difficile il miglioramento dell'approssimazione utilizzando le curve di trasferimento (p-y)(t-z) (tipologia 2 più adatta per la valutazione degli spostamenti orizzontali SLV).

Di seguito verranno illustrati i tre tipi di archivio.

TIPOLOGIA PALI ALLA WINKLER con terreno elastico lineare

Il terreno può essere stratificato con caratteristiche differenti da strato a strato. Per ogni strato è possibile definire una costante di winkler trasversale variabile linearmente da un valore superiore (all'estremo superiore dello strato) ed un valore inferiore (all'estremo inferiore dello strato). Per ogni strato il tratto di palo in esso ricadente viene discretizzata in conci nei cui estremi viene condensata la rigidezza del terreno (come sopra assegnata) a mezzo di molle a comportamento elastico lineare (cfr [§ 1.10](#)^[24]).

La rigidezza elastica assiale del palo viene valutata con la formule di Randolph-Wroth-Fleming descritta nel [§ 3.3](#)^[110].

Questo modello prevede il calcolo dell'interazione assiale tra i pali in gruppo mediante l'impiego dei coeff. di influenza (da utilizzare solo per pali in gruppo e nel caso di fondazioni miste ([§ 3.4](#)^[128]). L'ipotesi di linearità delle rigidezze assiali rende i risultati dell'interazione palo-terreno meno affidabili di quelli in cui la rigidezza assiale è di tipo non lineare (si veda la tipologia basata sul modello iperbolico di Chin(1970)), in quanto i risultati dipendono fortemente dalla rigidezza costante assegnata (la non linearità modifica molto detta l'interazione).

Per ogni tipo di palo identificato con un qualsiasi nome vanno assegnati i seguenti ulteriori dati:

MODELLO DI WINKLER LINEARE PER SPOSTAM. ORIZZ. - LINEARE ALLA RANDOLPH PER SPOST. VERTICALI

Aggiungi tipologia: PALO_A

Modifica tipologia

Elimina tipologia

ESCI

Spostamenti Limite pali (per tutte le tipologie)

Spostamento Orizzontale Ultimo Testata Pali (Stati Limite Ultimi) cm

Cedimento Verticale Ultimo Testata Pali (Stati Limite Ultimi) cm

Spost. Orizzontale Ammiss. Testata Pali (Stati Limite Esercizio) cm

Cedimento Verticale Ultimo Testata Pali (Stati Limite Esercizio) cm

Dati Tipologia selezionata

Nome Tipologia: PALO_A Nome Sezione palo: PALO1

Dati Geometrici Tipologia

S: spessore rigido testata cm

D: distacco testata dal terreno cm

L: Lungh. palo + S [proiez. vert.] cm

Vincolo palo - attacco testata

Incastro

Cerniera

Modellazione lineare ed elastica del terreno alla Winkler (Strati dall'alto in basso)

N.Strato	Spessore (cm)	Kh Sup. (N/cm ²)	Kh Inf. (N/cm ²)	Mom.Cinematico (kNm)
1	1100	0.0	55.0	0.00
2	800	80.0	80.0	0.00
3				
4				

Palo con sensibile portanza di base G base / Gmedia(lungo L)

Palo con portanza prevalent. laterale Coeff. Poisson terreno:

Resistenza di progetto per forze Assiali (per pali in gruppo assegnare la resist.caratteristica)

Resistenza Assiale di progetto per compressione [SLU] kN

Resistenza Assiale di progetto per trazione [SLU] kN

Resistenza di progetto per forze Trasversali

Resistenza Trasversale di progetto [SLU] kN

Stima Kh **Momenti Cinematici**

L'andamento del coeff. di Winkler Kh (trasversali all'asse del palo) all'interno dei singoli strati viene considerato linearmente variabile tra i due valori di estremità assegnati. Passando da uno strato al successivo i coeff. kh possono anche essere discontinui. Per avere un quadro sintetico circa le modalità di stima dei coeff. di Winkler selezionare il pulsante apposito 'Stima Kh'.

I cedimenti elastici assiali dei pali vengono calcolati sulla base dei valori del modulo elastico Es del terreno dedotti, a partire dai valori di Kh assegnati, a mezzo della correlazione di Gazetas:

Accetta Modifiche **Annulla**

Nome Sezione trasversale

Va selezionata una delle sezioni di palo presenti nell'*Archivio sezioni travi-pali* (§ 2.2.17^[70]).

S, D, L

- S è lo spessore dell'eventuale platea o plinto in cui è incastrato o incernierato il palo. Se $S > 0$ viene generato un concio rigido che collega il nodo di riferimento del palo, posto sull'estradosso della testata, al punto di inizio del tratto flessibile del palo. E' importante indicare correttamente questo spessore ai fini del corretto calcolo della fondazione.
- D è l'eventuale distacco del terreno resistente dall'intradosso della testata; può essere assegnato anche per tener conto dello spessore dello strato superficiale del terreno se di resistenza inconsistente.
- L è la somma della lunghezza del palo con lo spessore S della testata misurata in proiezione verticale (nel caso di pali inclinati)

Dati Strati terreno (dall'alto verso il basso)

Spessore Strato (cm): per ogni strato va indicato il suo spessore

Kh Sup (N/mm²): è il valore del coefficiente di sottofondo orizzontale da assegnare alla quota superiore del singolo strato; per la sua stima possono essere utili le indicazioni (per calcolo lineare) contenute nella finestra che si apre tramite il pulsante "Stima Kh"

Kh Inf (N/mm²): è il valore del coefficiente di sottofondo orizzontale da assegnare alla quota inferiore del singolo strato; per la sua stima possono essere utili le indicazioni (per calcolo lineare) contenute nella finestra che si apre tramite il pulsante "Stima Kh"

Mom. Cinematico (kNm): nel caso in cui due strati contigui di terreno presentino al contatto un elevato contrasto di rigidezza (rapporto >5÷6) il punto 7.11.5.3.2 delle NTC prescrive la valutazione dei momenti per interazione cinematica per le costruzioni di classe d'uso III e IV, per sottosuoli di tipo D o peggiori, in siti a sismicità media o alta ($a_g > 0.25 g$). La formula (dovuta a Gazetas) che consente una stima semplificata del momento cinematico da immettere in tabella è riportata nella [§ 3.3](#)¹¹⁰.

Nella tipologia in figura è schematizzato uno strato superiore spesso 1100 cm costituito da argilla normal consolidata per la quale è stato assunto un andamento di Kh che parte da 0 a piano campagna e raggiunge il valore di 55 N/cm³ alla profondità di 1100 cm. Lo strato successivo è di tipo incoerente con un valore costante misurato del modulo $E_s = 4000 \text{ N/cm}^2$. Il valore di Kh corrispondente a E_s si calcola con la correlazione di Gazetas: $K_h = 1.2 E_s/d = 80 \text{ N/cm}^3$ come risulta nella griglia.

Per la stima dei valori Kh si può utilizzare il pulsante 'Stima Kh (per terreni coerenti ed incoerenti)':

Kh Stima Momenti cinematici

TERRENO COERENTE, Calcolo lineare

TERRENO INCOERENTE, Calcolo lineare

La modellazione elastico-lineare del terreno dovrebbe essere effettuata solo a patto di assumere per Kh [N/cm³] il valore secante che più si avvicini a quello corrispondente al livello di sollecitazioni atteso.

Se la valutazione dei cedimenti assiali è molto importante nel progetto si consiglia di effettuare il calcolo non lineare utilizzando il modello iperbolico di Chin tarato a partire dai risultati di prove di carico. Il calcolo dei parametri e delle resistenze assiali del modello iperbolico possono essere condotti nell'apposito sottoprogramma relativo al calcolo delle resistenze dei pali.

In caso di terreno stratificato il valore di Kh può essere anche discontinuo tra strato e strato ma, all'interno del singolo strato può essere costante o variabile linearmente.

In assenza di correlazioni attendibili, al fine assegnare ad ogni strato il competente valore di Kh, va determinato (sulla base delle indagini) il modulo elastico E_s [N/cm²] dello strato che permette di valutare Kh con la correlazione di Gazetas: $K_h = 1.2 E_s/d$ in cui d [cm] è il diametro del palo.

Si elencano una serie di correlazioni che, a partire dalla determinazione del modulo di Young secante E_s del terreno, consentono la stima di Kh:

- $E_s = 150 C_u \div 950 C_u$ (Poulos 1980) In cui C_u = resistenza a taglio non drenata

ESCI

Se la valutazione dei cedimenti assiali è molto importante nel progetto si consiglia di effettuare il calcolo non lineare utilizzando il modello iperbolico di Chin tarato a partire dai risultati di prove di carico. Il calcolo dei parametri e delle resistenze assiali del modello iperbolico possono essere condotti nell'apposito sottoprogramma relativo al calcolo delle resistenze dei pali.

In caso di terreno stratificato il valore di Kh può essere anche discontinuo tra strato e strato ma, all'interno del singolo strato può essere costante o variabile linearmente.

In assenza di correlazioni attendibili, al fine assegnare ad ogni strato il competente valore di K_h , va determinato (sulla base delle indagini) il modulo elastico E_s [N/cm^2] dello strato che permette di valutare K_h con la correlazione di Gazetas: $K_h = 1.2 E_s/d$ in cui d [cm] è il diametro del palo.

Si elencano una serie di correlazioni che, a partire dalla determinazione del modulo di Young secante E_s del terreno, consentono la stima di K_h :

- $E_s = 150 C_u \div 950 C_u$ (Poulos 1980) In cui C_u = resistenza a taglio non drenata [N/cm^2]; il valore più basso è associato ad argille molto tenere, il più alto ad argille dure.

- $E_s = 150 Q_u$ (Poulos 1980) In cui Q_u = resistenza in prova CPT [N/cm^2].

Secondo Burland & Burbidge (1985) E_s può essere stimato attraverso il numero N di colpi ottenuti da prove SPT:

per $N = 4$ E_s [N/cm^2] = (1.6 ÷ 2.4) N

per $N = 10$ E_s [N/cm^2] = (2.2 ÷ 3.4) N

per $N = 30$ E_s [N/cm^2] = (3.7 ÷ 5.6) N

per $N = 60$ E_s [N/cm^2] = (4.6 ÷ 7.0) N

Una volta valutato E_s si calcola il valore di K_h [N/cm^3] da inserire nella griglia dei dati: $K_h = E_s \cdot d / 1.2$.

Per gli strati di terreni argillosi uniformi sovraconsolidati si utilizzano i valori di K_h sopra determinati considerandoli costanti (si assegna quindi un solo strato di terreno). Per depositi argillosi uniformi normalconsolidati si considera di solito il valore di K_h come linearmente variabile (assegnando anche in questo caso un unico strato di terreno) con la profondità secondo la seguente relazione (Reese e Matlock 1956):

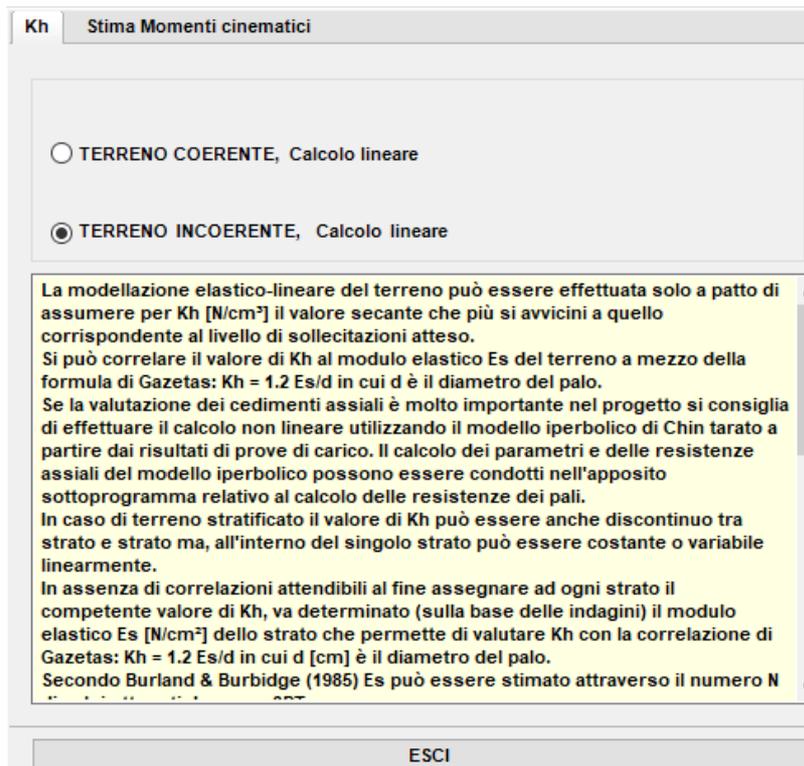
- $K_h = N_h z/d$ In cui N_h = gradiente di incremento [N/cm^3] del coeff. K_h ; z = profondità in cm; d = diametro palo in cm."

Valori orientativi di N_h sono forniti da Viggiani (1992):

Argilla normalconsolidata: $N_h = 2.0 \div 35.0 N/cm^3$

Argilla organica n.c.: $N_h = 1.0 \div 8.0 N/cm^3$

Torba: $N_h = 0.3 \div 1.0 N/cm^3$



La modellazione elastico-lineare del terreno può essere effettuata solo a patto di assumere per K_h [N/cm^3] il valore secante che più si avvicini a quello corrispondente al livello di sollecitazioni atteso. Si può correlare il valore di K_h al modulo elastico E_s del terreno a mezzo della formula di Gazetas: $K_h = 1.2 E_s/d$ in cui d è il diametro del palo.

Se la valutazione dei cedimenti assiali è molto importante nel progetto si consiglia di effettuare il calcolo non lineare utilizzando il modello iperbolico di Chin tarato a partire dai risultati di prove di carico. Il calcolo dei parametri e delle resistenze assiali del modello iperbolico possono essere condotti nell'apposito sottoprogramma relativo al calcolo delle resistenze dei pali.

In caso di terreno stratificato il valore di K_h può essere anche discontinuo tra strato e strato ma, all'interno del singolo strato può essere costante o variabile linearmente. In assenza di correlazioni attendibili al fine assegnare ad ogni strato il competente valore di K_h , va determinato (sulla base delle indagini) il modulo elastico E_s [N/cm^2] dello strato che permette di valutare K_h con la correlazione di Gazetas: $K_h = 1.2 E_s/d$ in cui d [cm] è il diametro del palo.

Secondo Burland & Burbidge (1985) E_s può essere stimato attraverso il numero N di colpi ottenuti da prove SPT:

$$\begin{aligned} \text{per } N = 4 \quad E_s \text{ [N/mm}^2\text{]} &= (1.6 \div 2.4) N \\ \text{per } N = 10 \quad E_s \text{ [N/mm}^2\text{]} &= (2.2 \div 3.4) N \\ \text{per } N = 30 \quad E_s \text{ [N/mm}^2\text{]} &= (3.7 \div 5.6) N \\ \text{per } N = 60 \quad E_s \text{ [N/mm}^2\text{]} &= (4.6 \div 7.0) N \end{aligned}$$

Sempre sulla base di prove penetrometriche SPT è possibile determinare alle varie profondità il valore del modulo elastico E_s ad esempio con la correlazione di Schmertman:

$E_s \text{ [N/mm}^2\text{]} = 0.2 B N$ in cui $B=4$ per sabbie fini; $B= 6$ per sabbie medie; $B= 10$ per sabbie grosse.

Per gli strati di terreni incoerenti uniformi si considera di solito il valore di K_h come linearmente variabile con la profondità secondo la seguente relazione (Reese e Matlock 1956):

$K_h = N_h z/d$ In cui z = profondità in cm; d = diametro palo in cm.; N_h = gradiente di incremento $[N/cm^3]$ del coeff. K_h calcolabile attraverso la seguente relazione di Terzaghi (1955):

$N_h = A g/1,35$ in cui la costante A (adimensionale) tiene conto dello stato di addensamento; g = peso dell'unità di volume $[N/cm^3]$.

Valori orientativi di A ed N_h sono forniti Terzaghi (1955):

Sabbie sciolte non immerse: $A=200$; $N_h = 2,5 N/cm^3$

Sabbie sciolte immerse: $A=200$; $N_h = 1,5 N/cm^3$

Sabbie medie non immerse: $A=600$; $N_h = 7,5 N/cm^3$

Sabbie medie immerse: $A=600$; $N_h = 5 N/cm^3$

Sabbie dense non immerse: $A=1500$; $N_h = 20 N/cm^3$

Sabbie dense immerse: $A=1500$; $N_h = 12 N/cm^3$

Portanza prevalentemente laterale

E' il caso dei pali totalmente immersi in terreno tendenzialmente omogeneo per cui la rigidità alla base non è molto differente da quella laterale. Questa circostanza viene utilizzata ai fini del calcolo della rigidità assiale (cedimenti verticali) nella relazione di Randolph e Wroth (1978) (cfr. § 3.3¹¹⁰).

Sensibile portanza di base

Se il terreno sotto la base del palo ha una rigidità superiore a quella media del terreno lungo il fusto va indicato il rapporto tra il modulo elastico G del terreno sotto la base e quello laterale medio (sempre ai fini delle rigidità assiale e relativi cedimenti valutati con la relazione di Randolph e Wroth).

Resistenza assiale di progetto (al netto del peso proprio)

E' la resistenza di progetto del palo per carichi assiali. **Nel caso di una tipologia relativa a pali in gruppo come resistenza di progetto va indicata la resistenza caratteristica.** Va valutata a parte. Per pali trivellati e micropali sono stati predisposti appositi programmi di servizio (§ 4.4¹⁴³) tenendo conto dei fattori di correlazione indicati nel § 6.4.3.1.1 delle NTC. La resistenza assiale di progetto può essere valutata sia analiticamente che a mezzo di prove di carico. Detta resistenza di progetto deve essere espressa al netto del peso proprio del palo (§ 6.4.3 NTC). Gli effetti dell'eventuale attrito negativo (calcolati separatamente) possono essere considerati come ulteriori carichi verticali da aggiungere nei nodi di fondazione sede dei pali con attrito negativo.

Resistenza trasversale di progetto SLU

Molto importante nelle combinazioni sismiche, può essere valutata (separatamente) con la teoria di Broms utilizzando ad esempio l'apposito programma di servizio (§ 4.5¹⁵⁴) oppure, in modo più coerente, secondo il criterio illustrato nell'**Esempio 3**¹⁸⁴.

Stima momenti cinematici

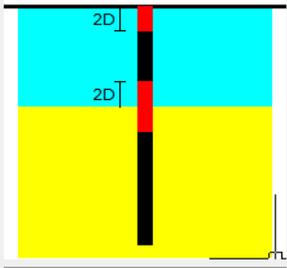
Kh Stima Pu Stima Tu Stima Pu base Stima Momenti cinematici

Calcolo approssimato momento flettente cinematico in terreno a due strati (Gazetas 1997). Il momento così calcolato viene sommato a quello presente nel palo sia nel tratto a cavallo dell'interfaccia tra i due strati, sia nel tratto all'attacco con la testata. (Vedi formula nel manuale in linea)

Lunghezza del palo: cm
 Diametro del palo: cm
 Modulo elastico del palo E_p : N/mm²
 Modulo elastico del terreno E_s : N/cm²
 Spessore strato terreno superiore H_a : cm
 Peso di volume strato terreno superiore: kg/m³
 Velocità onde di taglio strato superiore: m/sec
 Velocità onde di taglio strato inferiore: m/sec
 Accelerazione sismica di progetto: m/sec²

Risultato
 Momento flettente cinematico: kNm

ESCI



La normativa sismica (NTC § 7.11.5.3.2) prevede per i pali il calcolo dei momenti cinematici per costruzioni di classe d'uso III o IV, in zone con accel. ag > 0.25, per terreni di classe D o peggiori caratterizzati da due (o più) strati consecutivi con forti contrasti di rigidità. L'EC8 (a differenza delle NTC 2018) quantifica detto forte contrasto in 6 volte il rapporto tra i moduli di taglio G_s dei 2 strati. I momenti cinematici vanno

La normativa sismica (NTC § 7.11.5.3.2) prevede per i pali il calcolo dei momenti cinematici per costruzioni di classe d'uso III o IV, in zone con accel. ag > 0.25, per terreni di classe D o peggiori caratterizzati da due (o più) strati consecutivi con forti contrasti di rigidità. L'EC8 (a differenza delle NTC 2018) quantifica detto forte contrasto in 6 volte il rapporto tra i moduli di taglio G_s dei 2 strati. La formula utilizzata è esposta nel §3.3 ¹¹⁰

I momenti cinematici vanno sommati a quelli prodotti dal calcolo per tratti di 2 volte il diametro del palo sopra e sotto il confine dei due strati ed all'attacco tra il palo e la testata.

TIPOLOGIE PALI ALLA WINKLER con terreno non lineare

A causa della forte non linearità del terreno questa tipologia di palo è più adatta per una valutazione degli sforzi e delle deformazioni prodotti dalle forze orizzontali (tipicamente quelle sismiche). Per il calcolo dei cedimenti assiali in esercizio si consiglia, invece, la modellazione non lineare di Chin da assegnare sempre nei Dati Generali

Come nel modello lineare il terreno può essere suddiviso in strati orizzontali ed il palo viene suddiviso in conci con molle nei nodi che qui sono non lineari sia in senso assiale (curve t-z) che trasversale (curve p-y). L'andamento di queste curve lungo la lunghezza del palo dovrebbero derivare da prove su pali pilota strumentati a questo scopo. In questo programma le curve costitutive dei legami sforzi-spostamenti sono di tipo iperbolico e vengono derivate a partire dai parametri geotecnici rilevati nelle indagini.

Per questa tipologia è possibile richiedere (nei Dati Generali) sia il calcolo dell'interazione trasversale tra i pali (da inserire nel calcolo delle

combinazioni SLU/SLV) che quello dell'interazione assiale (da inserire nel calcolo delle combinazioni SLE).

Per ognuna delle tipologie di pali (identificata con un qualsiasi nome) vanno assegnati gli ulteriori dati visibili nella sottostante figura.

PALI IN TERRENO MODELLATO CON MOLLE TRASVERSALI E ASSIALI NON LINEARI (Curve di trasferimento P-y, T-z)

Aggiungi tipologia: PALO_A

Modifica tipologia

Elimina tipologia

ESCI

Spostamenti Limite pali (per tutte le tipologie)

Spostamento Orizzontale Ultimo Testata Pali (Stati Limite Ultimi) cm

Cedimento Verticale Ultimo Testata Pali (Stati Limite Ultimi) cm

Spost. Orizzontale Ammiss. Testata Pali (Stati Limite Esercizio) cm

Cedimento Verticale Ultimo Testata Pali (Stati Limite Esercizio) cm

Dati Tipologia selezionata

Nome Tipologia: PALO_A Nome Sezione palo: PALO1

Dati Geometrici Tipologia

S: spessore rigido testata cm

D: distacco testata dal terreno cm

L: Lungh. palo + S [proiez. vert.] cm

Vincolo palo - attacco testata

Incastro

Cerniera

Modellazione non lineare del terreno con curve p-y e t-z (Strati dall'alto in basso)

N° Strato	p.(N/cm²)	Kh Inf.(N/cm²)	Pult Sup (N/mm²)	Pult Inf (N/mm²)	Tult Sup
1	35.0	55.0	0.10	0.60	0.1
2	72.0	72.0	0.85	0.85	0.1
3					

Resistenza di Progetto alla base del palo

Pressione progetto terreno sotto la base del palo: Pult Base N/mm²

Diametro della sezione di base del palo: Dbase cm

Resistenza di progetto per forze Assiali (per pali in gruppo è la resist. caratt.)

Carico Assiale di progetto (al netto del peso proprio del palo) [SLU]: kN

Carico Assiale di progetto allo Sfilamento (per trazione) [SLU]: kN

Resistenza di progetto per forze Trasversali

Resistenza Orizzontale di progetto [SLU]: kN

Stima Kh **Stima Pult** **Stima Tult** **Stima Pult Base** **Momenti Cinem.**

quello che fornisce le resistenze assiali dei pali a partire dai carichi e cedimenti rilevati (metodo iperbolico di Chin).

Nel caso di pali inclinati L, D e S vanno sempre misurati sulla proiezione verticale del palo. Sempre nel caso di pali inclinati gli assi locali 1, 2, 3 in figura prevedono automaticamente che l'asse 2 appartenga al piano verticale in cui giace l'asse 1 del palo.

Nelle verifiche dei pali questo programma impiega l'approccio 2 di cui al § 6.4.3.1 NTC.

Accetta Modifiche **Annulla**

Nella griglia di input, per ogni strato, vanno assegnati i valori i valori iniziali e finali di Kh (rigidezza elastica all'origine), Pult (pressione trasversale asintotica sopportabile dal terreno), Tult (tensione tangenziale assiale asintotica del terreno lungo il fusto). Detti valori possono essere ricavate a partire da prove di carico su pali appositamente strumentati o da relazioni analitiche basate su parametri geotecnici rilevati nelle indagini.

Le resistenze assiali e trasversali di progetto (al netto del peso proprio del palo) ed orizzontali dei pali vanno assegnate direttamente dall'utente. Per la loro determinazione si vedano i punti 6.4.3.1.1 e 6.4.3.1.2 NTC in cui possono essere stimati statisticamente (e ridotti mediante coeff. parziali di sicurezza R3, sia a mezzo di prove di carico sia con metodi analitici o relazione empiriche (sempre basati su parametri geotecnici rilevati in sito). In assenza delle prove di carico dirette su pali, per una valutazione analitica di dette resistenze di progetto (basate solo sui parametri geotecnici stimati sulla base delle verticali di indagine) possono impiegarsi gli appositi programmi di servizio selezionabili dal menu generale. Nel caso si siano effettuate prove di carico su pali pilota, tra i programmi di servizio è presente quello che fornisce le resistenze assiali

dei pali a partire dai carichi e cedimenti rilevati (metodo iperbolico di Chin).

Nel caso di pali inclinati L D ed S vanno sempre misurati sulla proiezione verticale del palo. Sempre nel caso di pali inclinati gli assi locali 1,2,3 in figura prevedono automaticamente che l'asse 2 appartenga al piano verticale in cui giace l'asse 1 del palo.

Nelle verifiche dei pali questo programma impiega l'approccio 2 di cui al § 6.4.3.1 NTC.

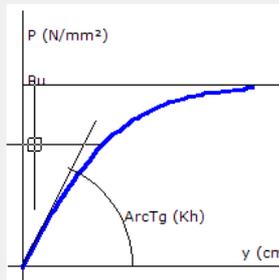
I coeff. Kh di winkler trasversali da immettere corrispondono alla tangente all'origine della curva iperbolica p-y (per piccole deformazioni). I criteri di calcolo dei coeff. Kh sono descritti nella finestra di dialogo sottostante che sia apre tramite il pulsante apposito.

Kh Stima Pu Stima Tu Stima Pu base Stima Momenti cinematici

TERRENO COERENTE, Calcolo non lineare: modello iperbolico (Carter)

TERRENO INCOERENTE, Calcolo non lineare: modello iperbolico (Carter)

Il coeff. Kh di Winkler [da assegnare in N/cm²] si riferisce qui al valore iniziale (per piccole deformazioni) della tangente della curva P-y (vedi grafico). E' possibile correlare il valore di Kh [N/cm²] al modulo elastico Es [N/cm²] del terreno a mezzo della formula di Gazetas: $Kh = 1.2 Es/d$ in cui d[cm] è il diametro del palo.
Carter e Ling consigliano i seguenti valori per Es (da cui ricavare Kh [N/cm²]):
Es [MPa] = 300 Cu per Cu variabile da 0 a 0.04 MPa (Cu = coesione non drenata)
Es [MPa] = 600 Cu per Cu variabile da 0.04 a 0.20 MPa
Es = 1200 Cu per Cu >= 0.20 MPa



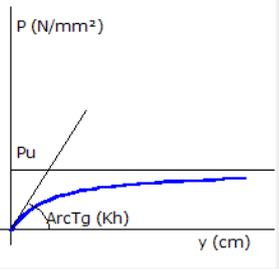
Terreno Coerente
Curva P-y del Modello iperbolico
Equazione costitutiva:
 $y = P/Kh [Pu/(Pu-P)]^{0.25}$
Nel caso di pali in gruppo il valore di P va ridotto a mezzo di coefficienti < 1 il cui valore dipende dalla posizione del palo e funzioni dall'interasse e dalla posizione del palo rispetto alla direzione della risultante delle forze orizzontali.

Kh Stima Pu Stima Tu Stima Pu base Stima Momenti cinematici

TERRENO COERENTE, Calcolo non lineare: modello iperbolico (Carter)

TERRENO INCOERENTE, Calcolo non lineare: modello iperbolico (Carter)

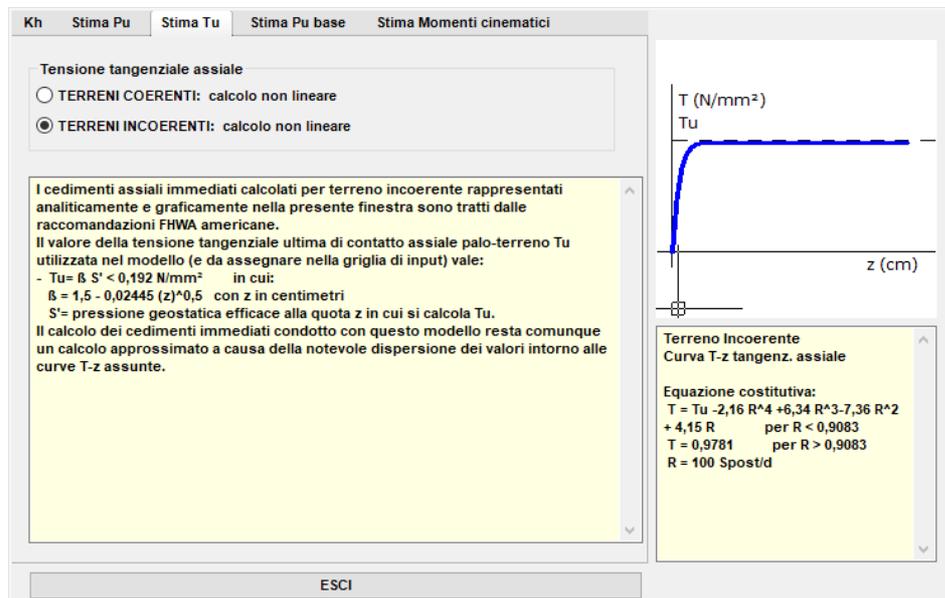
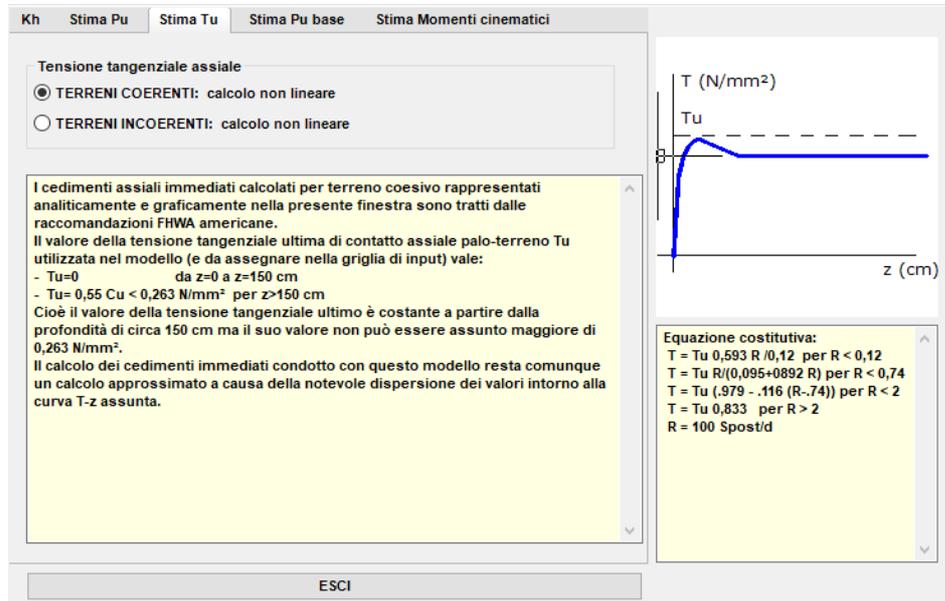
Il coeff. Kh di Winkler [da assegnare in N/cm²] si riferisce qui al valore iniziale (per piccole deformazioni) della tangente della curva P-y (vedi grafico). Si può correlare il valore di Kh al modulo elastico Es del terreno a mezzo della formula di Gazetas: $Kh = 1.2 Es/d$ in cui d è il diametro del palo. Sulla base di prove CPT in situ si può dapprima determinare il valore Es del modulo elastico iniziale alle varie profondità:
Es = 2 Gs (1+v) in cui:
Gs = r Vs² con Gs = modulo elastico tang. terreno; Vs = velocità delle onde di taglio; r = densità del terreno
- Vs = 277 Qc^{0.13} Sv^{0.27} [m/sec] con Qc = resistenza da CPT in MPa; Sv = pressione geostatica effettiva in MPa.
Si forniscono i seguenti valori orientativi di Kh (FHWA COM64 Manual):
Sabbie sciolte immerse: Kh = 5 N/cm²
Sabbie medie immerse: Kh = 16 N/cm²
Sabbie dense immerse: Kh = 34 N/cm²
Sabbie sciolte non immerse: Kh = 7 N/cm²
Sabbie medie non immerse: Kh = 24 N/cm²
Sabbie dense non immerse: Kh = 61 N/cm²



Terreno Incoerente
Curva P-y del Modello iperbolico
Equazione costitutiva:
 $y = P/Kh [Pu/(Pu-P)]$
Nel caso di pali in gruppo il valore di P va ridotto a mezzo di coefficienti < 1 il cui valore dipende dalla posizione del palo e funzioni dall'interasse e dalla posizione del palo rispetto alla direzione della risultante delle

ESCI

Per l'interazione tangenziale lungo il fusto sono anche previste due curve costitutive non lineari. Le tensioni tangenziali $T_{ult\ Sup}$, $T_{ult\ Inf}$, sono quelle limiti che assicurano la portanza assiale laterale del palo (vedi la seguente finestra di dialogo selezionabile col pulsante "Stima T_{ult} "):



Per la reazione assiale non lineare della base del palo è prevista la seguente schematizzazione (sempre ad andamento iperbolico):

Kh Stima Pu Stima Tu Stima Pu base Stima Momenti cinematici

Pressione assiale alla base del palo

TERRENI COERENTI: calcolo non lineare
 TERRENI INCOERENTI: calcolo non lineare

I cedimenti assiali immediati calcolati per terreno coesivo rappresentati analiticamente e graficamente nella presente finestra sono tratti dalle raccomandazioni FHWA americane.
 Il valore della pressione assiale ultima di contatto base palo-terreno Pu_Base utilizzata nel modello (e da assegnare nella griglia di input) vale:
 $Pu_Base = Nc Cu$ [N/mm²] in cui:
 $Nc = 6[1+0,2(L/dB)] < 9$ con $L = \text{lungh.palo}$ e $dB = \text{diametro palo alla base}$
 $Cu = \text{resistenza a taglio non drenata valutata alla profondità di un paio di diametri sotto la base del palo}$
 Il calcolo dei cedimenti immediati condotto con questo modello resta comunque un calcolo approssimato a causa della notevole dispersione dei valori intorno alla curva T-z assunta.

Terreno Coerente
 Curva Pbase-z assiale

Equazione costitutiva:
 $P = Pu_b (0,000118 R^5 - 0,0037 R^4 + 0,0449 R^3 - 0,265 R^2 + 784 R)$ per $R < 6,5$
 $P = Pu_b 0,98$ per $R > 6,5$
 $R = 100 S_{post}/\text{diam_base}$

ESCI

TIPOLOGIE PALI ASSIALMENTE NON LINEARI CON MODELLO IPERBOLICO (CHIN)

MODELLO DI WINKLER LINEARE PER SPOSTAM. ORIZZ. - NON LINEARE IPERBOLICO PER SPOST. VERTICALI

Aggiungi tipologia PALO_A
 Modifica tipologia
 Elimina tipologia
 ESCI

Spostamenti Limite pali (per tutte le tipologie)

Spostamento Orizzontale Ultimo Testata Pali (Stati Limite Ultimi) 6.0 cm
 Cedimento Verticale Ultimo Testata Pali (Stati Limite Ultimi) 6.0 cm
 Spost. Orizzontale Ammiss. Testata Pali (Stati Limite Esercizio) 3.0 cm
 Cedimento Verticale Ultimo Testata Pali (Stati Limite Esercizio) 3.0 cm

Dati Tipologia selezionata
 Nome Tipologia: PALO_A Nome Sezione palo: PALO1

Dati Geometrici Tipologia

S: spessore rigido testata 100 cm
 D: distacco testata dal terreno 0 cm
 L: Lungh. palo + S [proiez. vert.] 1600 cm

Vincolo palo - attacco testata

Incastro
 Cerniera

Modell. lineare alla Winkler per spost. orizz. Non lineare iperbolica per spost.

N.Strato	Spessore (cm)	Kh Sup. (N/cm ²)	Kh Inf. (N/cm ²)	Mom.Cinematico (kNm)
1	1100	35.0	55.0	0.00
2	800	72.0	72.0	0.00
3				
4				

Legame iperbolico carico Q vert. - cedimento w vert.

Parametro n iperbole: $Q = w/(m+nw)$ 1.4025 mm/MN
 Parametro m iperbole: $Q = w/(m+nw)$ 9.3079 1/MN

Resistenza di progetto per forze Assiali (per pali in gruppo assegnare la resist.caratteristica)

Resistenza Assiale di progetto per compressione [SLU] 485.30 kN
 Resistenza Assiale di progetto per trazione [SLU] 260.00 kN

Resistenza di progetto per forze Trasversali

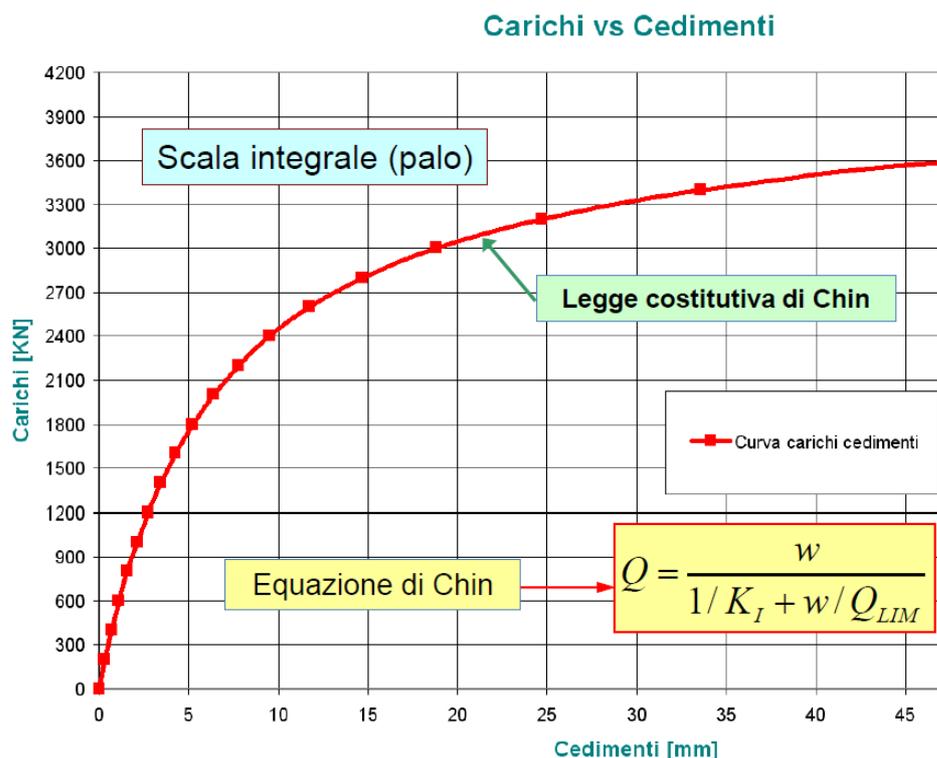
Resistenza Trasversale di progetto [SLU] 164.00 kN

Stima Kh Stima m,n Chin Momenti Cinematici

Si schematizza la curva Q (carichi) - w (cedimenti) di ogni palo come non lineare ed assimilabile all'iperbole (Chin) di equazione $Q = w/(m+nw)$ in cui m,n sono i parametri dell'iperbole da determinare a mezzo di prove di carico (da condurre non necessariamente a rottura su pali pilota ma anche fino a 1,5 volte il carico di esercizio SLE.)
 Col sottoprogramma caricabile col pulsante 'Stima m,n Chin' (o anche dal menu dei sottoprogrammi nella barra principale) si ricavano sia i valori di m,n sia le resistenze assiali di progetto dei pali.

Accetta Modifiche Annulla

Questa tipologia è particolarmente adatta per una valutazione più affidabile dei cedimenti assiali nelle combinazioni di esercizio SLE specialmente in presenza di pali in gruppo e (in questo caso) unitamente alla messa in conto dell'interazione assiale tra i pali. Questo modello prevede che la curva costitutiva carichi(Q) - cedimenti(w) del palo abbia un andamento iperbolico (evidenza sperimentale quasi sempre verificata nelle prove su pali):



L'equazione parametrica dell'iperbole di Chin (in figura) é: $Q = w / (m + w \cdot n)$

Il significato fisico del parametro m (utilizzato in programma e da assegnare nell'[Archivio tipologie pali](#)) è costituito dall'inverso della tangente iniziale dell'iperbole: $m = 1/K_I$

Il significato fisico del parametro n (utilizzato in programma e da assegnare nell'[Archivio tipologie pali](#)) è costituito dall'inverso del carico limite asintotico Q_{lim} : $n = 1/Q_{lim}$

L'utilizzo di questo modello è quindi particolarmente indicato nel caso in cui si effettuino prove di carico su pali pilota fino a rottura. Le NTC definiscono la rottura assiale di un palo quella corrispondente ad un cedimento w pari al 10% del diametro del palo, per pali fino a 80 cm di diametro e pari al 5% del diametro per pali di maggiore diametro. Di conseguenza il carico limite da utilizzare per le verifiche di resistenza assiali GEO non è quello sopra indicato ma è quello corrispondente al cedimento limite di normativa w :

$$Q_{lim}^* = \frac{w}{m + w \cdot n}$$

Una volta calcolato Q_{lim}^* può dedursi la resistenza caratteristica e quella di progetto da impiegare per le verifiche GEO assiali del palo. Ad esempio nel caso della tipologia sopra illustrata il valore asintotico della resistenza limite sarebbe pari a $Q_{lim} = 1/n = 1/1.4025 = 0.7130$ MN. Assumendo per w il valore di normativa $w = 0.1 d = 60$ mm il carico limite di normativa da assumere in progetto si riduce a:

$$Q_{lim}^* = 0.642 \text{ MN.}$$

Il carico limite caratteristico (con una sola prova diretta) è $Q_k = 0.642 / 1.4 = 0.4585 = 458.5$ kN. Il carico limite di progetto è: $Q_d = Q_k / 1.3 = 0.352$ MN = 352 kN (R3=1.3 senza distinzione tra resistenza alla punta e laterale). Nel caso in cui la tipologia in discussione appartenga a pali in gruppo come carico limite di progetto Q_d può impiegarsi il suo valore caratteristico Q_k .

Una volta conseguiti con prove di carico la serie di valori di Q e w è immediato ottenere i parametri m,n,Q_d a mezzo del programma di servizio: [Resistenza a compressione palo da prove di carico](#)^[143].

Anche con prove dirette non distruttive che si spingano a carichi dell'ordine di una volta e mezzo i valori di esercizio, possono ottenersi eccellenti valutazioni sia carico ultimo assiale (da cui dedurre quello di progetto) sia dei parametri dell'iperbole rappresentativa della curva carichi-cedimenti. I parametri m, n della suddetta iperbole di equazione $Q = w / (m+nw)$ possono essere calcolati con l'apposito programma di servizio (§ 4.4^[143]) in cui vengono stimati anche le resistenze caratteristiche e di progetto del palo (anche nel caso di prove di collaudo).

Nell'impossibilità di effettuazione delle prove dirette i parametri m, n possono essere stimati (ma con minore attendibilità) anche a partire da una valutazione separata ed analitica della resistenza ultima basata sui valori geotecnici ottenuti nelle verticali di indagine. (cfr. § 3.3^[110]).

Nella presente tipologia il calcolo delle rigidezze trasversali dei pali è, invece, lineare ed è effettuato con le stesse modalità ed a partire dagli stessi dati descritti per la precedente tipologia alla Winkler lineare.

2.3 2.3 Contesti Armature

Il calcolo di verifica delle armature di tutti gli elementi strutturali presenti nel modello viene effettuato a valle del calcolo delle sollecitazioni. La visualizzazione e la stampa delle verifiche delle varie tipologie di elementi strutturali va sempre effettuata nei relativi contesti delle armature selezionabili dalla toolbar superiore o dal menu a tendina "Esegui".

Per strutture di fondazione (travi su suolo elastico, platee, plinti, pali) non è richiesto un comportamento duttile purchè rimangano in campo 'SOSTANZIALMENTE ELASTICO'. Questa condizione è ritenuta soddisfatta semplicemente progettando le armature per gli sforzi nodali di calcolo provenienti dalla sovrastruttura amplificati col fattore di sovraresistenza γ_{Rd} pari a 1 per le strutture in elevazione progettate in modalità non dissipativa, 1.10 per le strutture in media duttilità (CD"B") e a 1.30 per quelle in alta duttilità (CD"A") [cfr. § 7.2.5 NTC].

Prima di avviare l'esecuzione del calcolo è opportuno assegnare gli opportuni diametri e parametri di inizializzazione alle armature da

progettare per i diversi elementi strutturali previsti. Ciò che si effettua selezionando dall'apposito menu [opzioni armature](#)^[94] la relativa finestra di assegnazione.

Il programma predispone tutti gli sforzi e le deformazioni per ogni singola combinazione di carico, nonché una prima proposta di armature che vengono visualizzate e che possono essere modificate dall'utente nei seguenti cinque possibili contesti:



Armature travate (§ 2.3.2^[95]): sia per le travi di collegamento non aderenti al terreno che per quelle di fondazione su suolo elastico. Le singole travate comprendono le travi consecutivamente poste nella medesima direzione. Tutte le travi appartenenti a fondazioni dirette devono essere assegnate in presso-tenso flessione retta nella tabella Dati travi (§ 2.2.6^[59]).



Armature Travi in presso-tenso flessione deviata (§ 2.4.3^[96]): in questo contesto possono essere presenti solo le armature delle travi calcolate in presso-tenso flessione deviata che per tale ragione non possono essere comprese nelle travate e cioè nei rari casi (da evitare) in cui le travi di collegamento dei pali non garantiscano l'indeforabilità estensionale dell'estradosso delle testate dei pali. .



Armature Plinti (§ 2.3.4^[97]): sono comprese sia quelle dei plinti superficiali che quelle dei plinti su pali. Contestualmente vengono progettate e verificate le armature di eventuali bicchieri per l'alloggiamento dei pilastri.



Armature Pali (§ 2.3.5^[98])



Armature Platea (§ 2.3.6^[100]) vengono generate solo se lo spessore della platea e la direzione delle armature restano costanti in tutti i campi.

2.3.1 2.3.1 Opzioni Armature

ARCHIVIO FISSO OPZIONI ARMATURE

Arm. Travi | Arm. Pilastrini | Arm. Plinti | **Arm. Pali** | Arm. Platea | Arm. Pareti-Pannelli

Barre longitudinali

Diametro	<input type="text" value="16"/>	mm
Lunghezza massima barre	<input type="text" value="1200"/>	cm
Percentuale minima armatura long. in sezione	<input type="text" value="0.30"/>	%

Staffe

Diametro	<input type="text" value="10"/>	mm
----------	---------------------------------	----

Staffe a spirale continua

Ancoraggio testata pali tubolari in acciaio

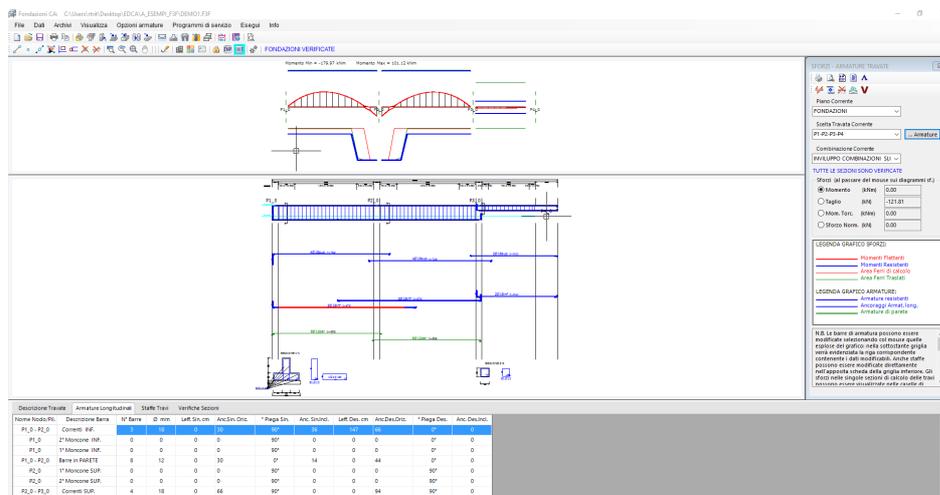
Tratto palo ancorato in testata	<input type="text" value="50"/>	cm
Diametro barre a cavallotto per ancoraggio palo	<input type="text" value="12"/>	mm

Momento torcente sotto il quale non armare a torsione travi e pilastrini kNm

Cotangente angolo bielle compresse cls. in torsione ($1 < Ct_g < 2.5$)

Questa finestra è costituita da schede dati riferite alle singole tipologie di elementi resistenti previsti in programma. Le singole schede sono accessibili dal **menu opzioni** nella finestra principale dell'applicazione. Per ogni tipo di elemento strutturale in relazione alle dimensioni medie previste vanno indicati i criteri di progetto delle armature. Queste scelte vengono utilizzate dal programma (se non in contrasto con regole specifiche di normativa) solo nella fase di primo dimensionamento e layout delle armature. Successivamente operando nei vari contesti previsti per la visualizzazione delle armature è possibile effettuare modifiche alle armature dimensionate sulla base dei dati di archivio.

2.3.2 2.3.2 Armature travate



In questo contesto vengono visualizzate e modificate le disposizioni di armatura di tutte le travate di piano definite automaticamente dal programma in base ai seguenti criteri:

- le travi devono si devono succedere consecutivamente (travi continue) e l'angolo formato da due travi contigue non deve essere superiore ai 20°
- per tutte le travi la sollecitazione di flessione deve essere retta; in caso di flessione deviata la trave viene armata nello stesso modo di un pilastro (per involuppo complessivo delle armature longitudinali) e viene visualizzata nel contesto armature pilastri-pareti
- nelle travi appartenenti a piani deformabili, oltre alla flessione retta (e relativo taglio) ed alla torsione, viene considerato nelle verifiche anche lo sforzo normale, se presente.

Nella finestra grafica superiore vengono disegnati i diagrammi degli sforzi sia di involuppo che per singole combinazioni. In particolare nel caso del diagramma di involuppo del momento flettente (come in figura) vengono disegnati anche quelli del momento ultimo, quello delle aree dei ferri longitudinali di calcolo e quelle delle aree dei ferri traslati (formula (4.1.22) NTC).

Diametri, lunghezza delle barre e dei relativi ancoraggi, diametri e passo delle staffe sono modificabili a mezzo delle tabelle relative alle schede presenti nella parte inferiore di questo contesto. La modifica della singola barra può essere effettuata cliccando col mouse la barra presente nel grafico (che diventa di colore rosso come in figura) e modificandone i dati nella riga che contemporaneamente viene evidenziata in tabella. Un apposito comando nella toolbar consente di unire due barre contigue. La cancellazione di una singola barra può avvenire sia da pulsante nella toolbar sia annullando numero e diametro della barra in tabella.

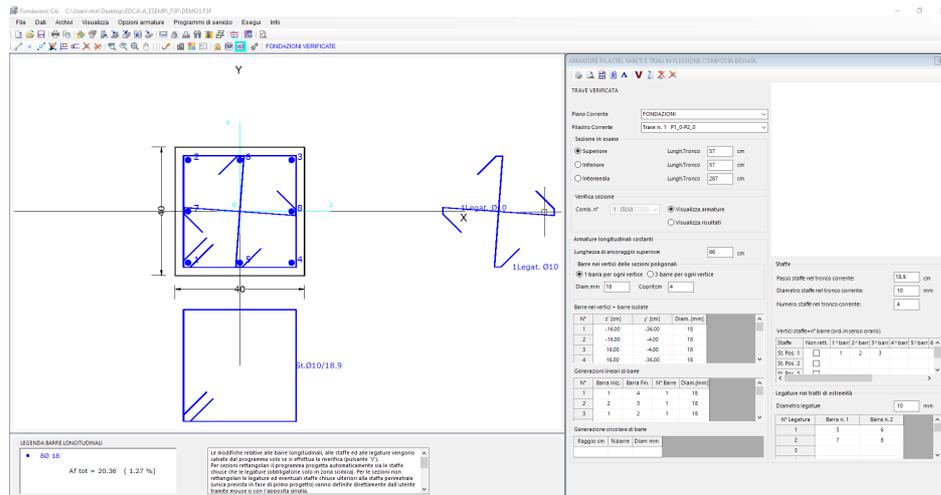
Dopo la modifica delle armature è necessario per la loro memorizzazione effettuare la riverifica (pulsante V presente nella toolbar del pannello posto a destra).

La visualizzazione delle verifiche sezionali (per individuare le cause di eventuali verifiche negative) e la stampa (a video o su file) delle verifiche

medesime devono sempre avvenire in questo contesto mediante l'apposito comando di stampa presente nella toolbar del pannello Armature Travate. La stampa può essere attivata per singola travata o per tutte le travate del piano corrente.

Analogamente possono essere salvati su file in formato *.dxf i grafici esecutivi delle singole travate o di tutte le travate di piano.

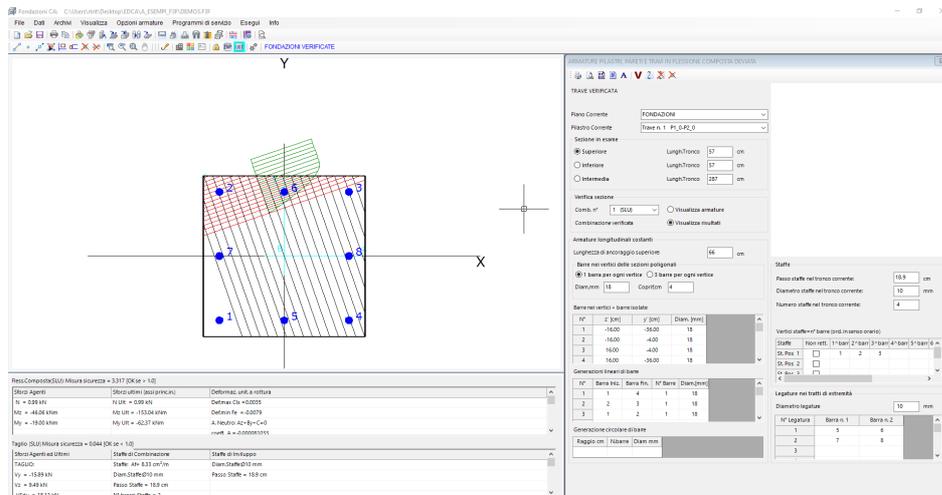
2.3.3 2.3.3 Armature travi fl. deviata



In questo programma le travi in flessione deviata sono solo quelle relative a travi appartenenti di testate di palificata deformabili nel proprio piano. Poichè è **sempre** importante realizzare l'indeforabilità estensionale delle testate dei pali, l'uso di questa finestra deve risultare poco frequente. Le armature esposte non si riferiscono alla loro distribuzione lungo la lunghezza delle travi, ma solo alle due sezioni di estremità della trave e alla sezione di mezzzeria. Sono, cioè, rappresentate le armature (longitudinali, staffe e legature) dei 3 tronchi in cui è idealmente suddivisa la lunghezza della trave. Per visualizzare queste armature delle travi in flessione deviata è necessario selezionare, nella barra principale del programma, il pulsante **Armature Pilastr**.

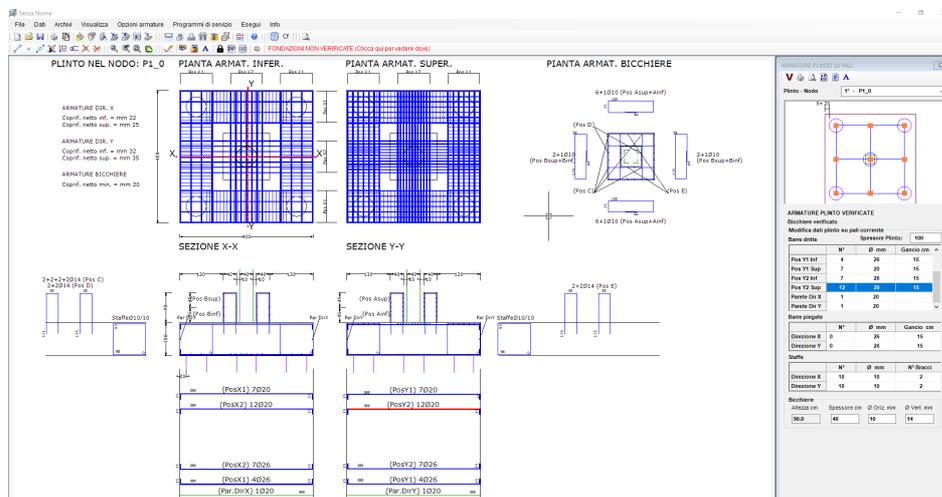
E' possibile modificare la posizione, il numero ed il diametro delle barre longitudinali di involuppo mediante le griglie presenti nel pannello di destra. Anche le staffe di ognuno dei tre tronchi possono essere modificate da pannello. Una volta modificate le armature della trave proposte inizialmente dal programma (nelle apposite griglie del pannello di destra), va fatta la riverifica selezionando l'apposito comando 'V' nella toolbar del pannello di controllo.

Le armature possono essere modificate solo se l'opzione "Visualizza Armature" è selezionata. Se invece è selezionata l'opzione "Visualizza risultati" è possibile esaminare a video i risultati delle verifiche per singola combinazione di carico.



Le linee rosse (parallele all'asse neutro) rappresentano la discretizzazione in strisce nella zona compressa; le linee scure di discretizzazione rappresentano le altezze di ideali sezioni rettangolari elementari resistenti a taglio.

2.3.4 2.3.4 Armature Plinti



In questo contesto vengono rappresentate le armature dei plinti superficiali o dei plinti su pali. In una stessa struttura non è infatti consentito l'uso contestuale delle due tipologie in ragione della prescrizione di cui al § 7.2.1 NTC.

La selezione del plinto da visualizzare può essere fatta col mouse nella piccola finestra grafica del pannello Armature o nell'apposita casella di scelta (combo box).

La modifica dei dati (numero, diametro e ganci verticali), relativi alle barre longitudinali del plinto va preferibilmente effettuata selezionando col

mouse la barra da modificare e digitando i dati nella riga nel frattempo evidenziata nella apposita tabella delle barre.

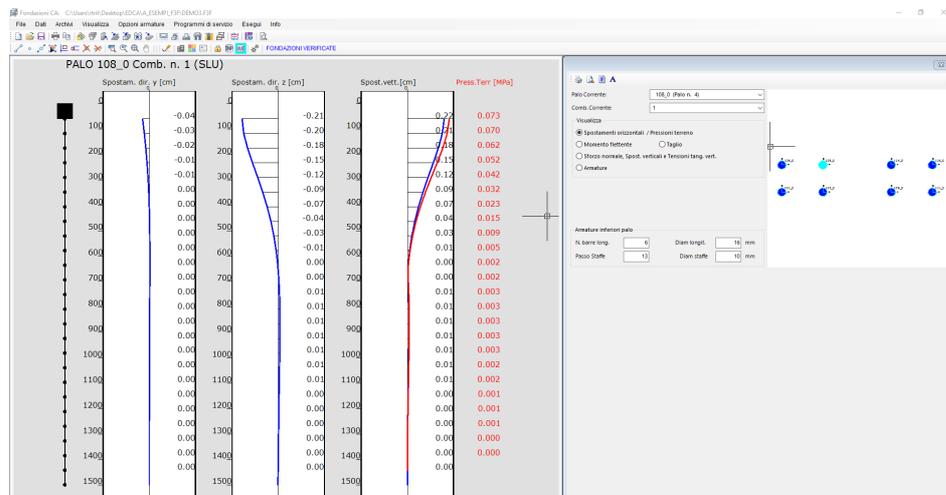
Per i plinti su pali (come quello in figura) sono previste apposite staffe di sospensione lungo il contorno, anch'esse modificabili dal pannello di controllo della armature.

Nel caso di mancata verifica dell'eventuale bicchiere è possibile modificarne lo spessore e/o le armature e riverificare. Non è possibile, invece, modificare l'altezza del bicchiere. Per evitare Si consiglia pertanto un accurato predimensionamento del solo bicchiere da effettuare mediante l'apposito programma di servizio (§ 4.2¹⁴¹).

A differenza dei plinti superficiali il progetto e la verifica delle armature dei plinti su pali viene effettuata solo in questo contesto, per cui alla fine del calcolo generale della struttura la eventuale mancata verifica di detti plinti non viene evidenziata in rosso nella finestra grafica dei risultati.

Le stampe complete delle verifiche dei plinti va sempre effettuata in questo contesto mediante l'apposito comando presente nel pannello delle armature. La stampa dei risultati dei plinti superficiali può essere effettuata per tutti i plinti, mentre quella dei plinti su pali è fatta con riferimento al singolo plinto selezionato.

2.3.5 2.3.5 Armature Pali



In questo contesto è possibile visualizzare spostamenti, sforzi ed armature di ogni palo presente in fondazione. La selezione del palo è possibile sia attraverso la casella a discesa sia selezionandolo col mouse nella pannello di comando a destra.

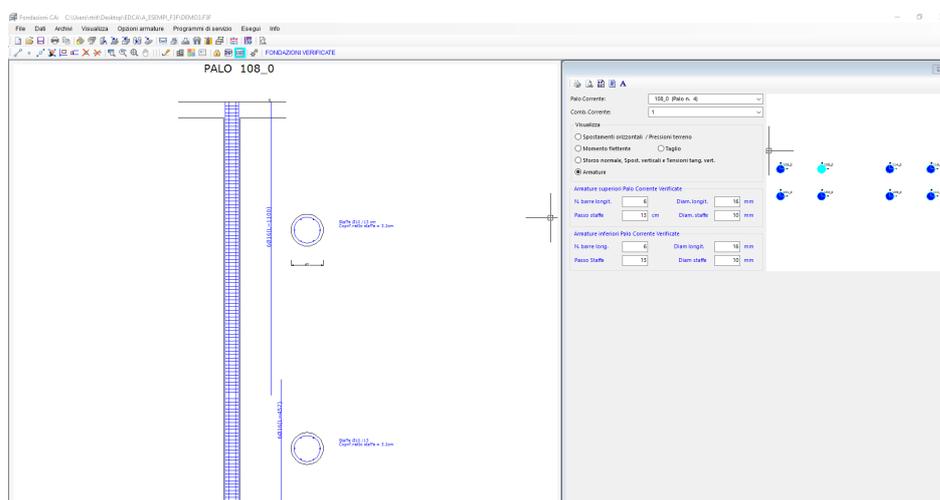
A sinistra dei diagrammi di spostamento e di sforzo è pure rappresentata la discretizzazione del palo effettuata nella fase di calcolo. Le armature del palo possono essere modificate e la loro riverifica è effettuata automaticamente dopo la digitazione dei dato variato. Nel caso di micropali con sezione in tubolare d'acciaio viene altresì calcolata rappresentata l'armatura (in barre piegate) di collegamento del micropalo alla testata.

La visualizzazione e le stampe dei dettagliati risultati corrispondenti ai vari grafici (spostamenti e sforzi) è possibile, palo per palo, tramite l'apposito comando presente nel pannello di controllo.

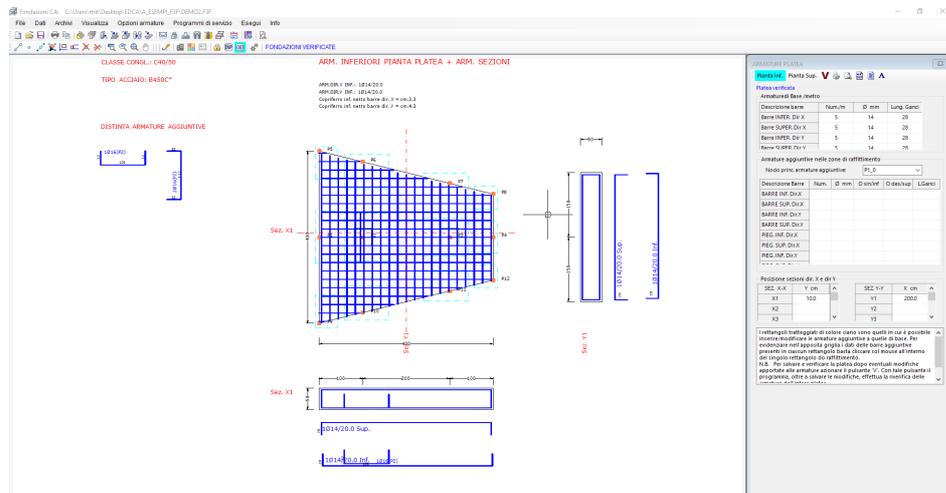
Per un rapida valutazione e rappresentazione sintetica (a video o su carta) dei risultati di tutti i pali si consiglia la stampa tramite il relativo comando presente nella toolbar principale del programma (§ 2.2.1 ⁴⁴).

Il seguente grafico delle armature è selezionabile mediante l'apposito comando presente nel pannello di controllo.

Si noti che il programma assume costanti per l'intera lunghezza delle barre longitudinali (minimo 11 metri) le massime armature di involuppo calcolate. Se la lunghezza del palo in ca supera la lunghezza delle barre longitudinali le armature del tratto più profondo del palo vengono ridotte di conseguenza.



2.3.6 2.3.6 Armature Platee

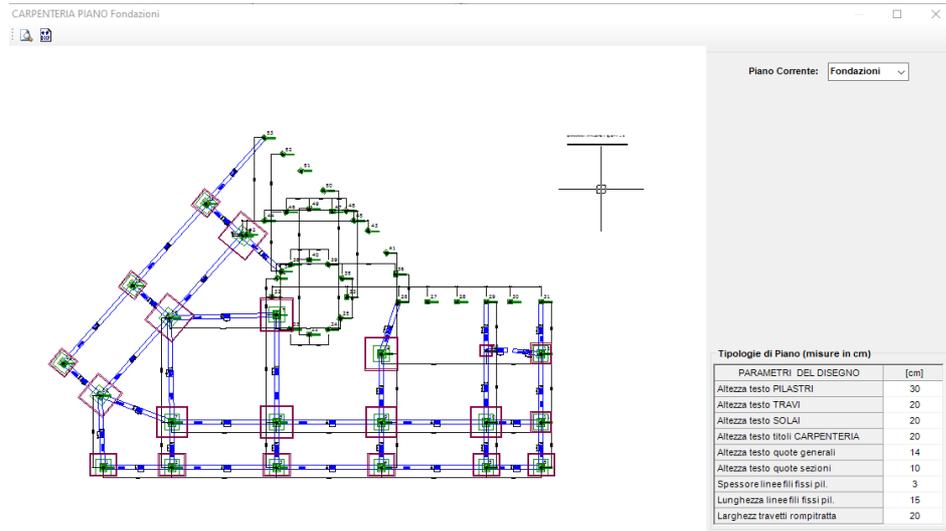


Il disegno delle armature è previsto solo per platee a spessore costante e direzione delle armature parallele agli assi generali X,Y di riferimento. In caso contrario è fornito il dimensionamento ed il calcolo di verifica delle armature riferito ad ogni nodo di discretizzazione della platea.

Le armature di base sono quelle estese a tutta la platea. Le armature di raffittimento sono quelle che fanno riferimento all'involuppo delle sollecitazioni calcolate nel nodo baricentrico dei pilastri e nel gruppo di nodi appartenenti al primo perimetro di discretizzazione (max 8 nodi) dei pilastri. In corrispondenza di ogni pilastro viene effettuata la verifica a punzonamento (§ 4.1.2.1.3.4 NTC) in base alla quale possono essere previste (se necessarie) barre piegate per l'assorbimento del corrispondente sforzo di scorrimento.

Passo e diametro delle barre di base e di raffittimento possono essere modificate nelle apposite caselle e nella tabella presenti nel pannello a destra. In particolare i dati delle barre di raffittimento in corrispondenza di ogni pilastro (o nodo principale) possono essere visualizzate e/o modificate in tabella mediante selezione col mouse del pilastro (o del nodo principale in assenza di pilastro).

2.4 2.4 Carpenteria



Sia in fase di Input che di Output è possibile ottenere la carpenteria della fondazione in cui vengono rappresentati:

- **Fili fissi nei pilastri.** Se non sono stati importati (via file *.dxf) linee di riferimento i fili fissi vengono automaticamente assunti nei baricentri dei pilastri. In caso di importazione delle linee di riferimento (fili fissi) è possibile spostare con l'apposito pulsante (Snap Pilastro a filo fisso  § 2.1.3³⁹) i pilastri in modo da definire la posizione del pilastro rispetto al filo fisso.
- **Quotature principali.** Sono quelle che misurano le distanze tra i fili fissi di cui sopra.
- **Travi.** Vengono riportati i contorni delle travi nonché le relative sezioni quotate.
- **Plinti.** Sono rappresentati i contorni principali della soletta e degli eventuali bicchieri.
- **Pali.** Sia i pali isolati che quelli appartenenti a plinti su pali.

E' inoltre possibile modificare l'altezza dei testi dei titoli e delle misure nonché lo spessore dei fili fissi.

Il salvataggio del grafico della carpenteria in formato *.dxf consente all'utente l'inserimento di ulteriori dettagli e/ o particolari costruttivi in un qualsiasi programma di disegno CAD.

3 3 Metodi di calcolo

La risoluzione statica e lineare della intera struttura è basata sul metodo degli spostamenti e quindi basata sulla ricerca dell'equilibrio nei nodi in cui convergono tutte le aste e gli eventuali elementi finiti presenti. Il sistema lineare di equilibrio ha quindi la consueta forma:

$$\mathbf{A} \mathbf{Y} = \mathbf{B}$$

in cui

\mathbf{A} è la matrice di rigidezza quadrata e simmetrica della intera struttura di dimensioni $(6 \cdot N, 6 \cdot N)$ essendo N il numero dei nodi e 6 i gradi di libertà di ogni nodo; questa matrice si ottiene per assemblaggio delle le matrici di rigidezza di tutti gli elementi presenti.

\mathbf{Y} è il vettore degli incogniti spostamenti di tutti i nodi (per un totale di spostamenti pari a di $6 \cdot N$)

\mathbf{B} è il vettore delle forze di incastro perfetto anch'esso ottenuto per assemblaggio

Nei successivi paragrafi verranno descritti gli algoritmi impiegati per la determinazione delle matrici di rigidezza dei vari elementi resistenti previsti in programma:

- Travi non aderenti al terreno (elemento finito beam)
- Travi su suolo elastico discretizzate in elementi finiti beam e molle elastiche nei nodi di discretizzazione
- Elementi finiti quadrilateri con comportamento a piastra (con molle elastiche nei nodi per platee su suolo alla winkler)
- Pali discretizzati in elementi finiti di tipo beam con molle lineari e non lineari.

3.1 3.1 Calcolo delle aste

Tutte le aste previste nel programma presentano la stessa formulazione della matrice di rigidezza \mathbf{K} nel sistema di riferimento locale x, y, z definito per le travi nel § 1.7.2^[13]. La matrice è simmetrica ed ha dimensioni 12×12 :

$$\mathbf{K} = \begin{vmatrix} k_{1,1} & k_{1,2} & \dots & k_{1,12} \\ k_{2,1} & k_{2,2} & \dots & k_{2,12} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{12,2} & k_{12,2} & \dots & k_{12,12} \end{vmatrix}$$

in cui tenendo conto di tutte le deformazioni (assiale, tagliante, torcente, flettente) i termini $k_{i,j}$ non nulli con indice $i \leq j$ valgono:

$$k_{1,1} = E A / L$$

$$k_{1,7} = - E A / L$$

$$k_{2,2} = 12 E J_z / L^3 \Phi_y$$

$$k_{2,6} = 6 E J_z / L^2 \Phi_y$$

$$k_{2,8} = -12 E J_z / L^3 \Phi_z$$

$$k_{2,12} = 6 E J_z / L^2 \Phi_y$$

$$k_{3,3} = 12 E J_y / L^3 \Phi_z$$

$$k_{3,5} = -6 E J_y / L^2 \Phi_z$$

$$k_{3,9} = -12 E J_y / L^3 \Phi_z$$

$$k_{3,11} = -6 E J_y / L^2 \Phi_z$$

$$k_{4,4} = E J_p / (q L)$$

$$k_{4,10} = -E J_p / (q L)$$

$$k_{5,5} = 4 E J_y / L \Phi_z \lambda_{z2}$$

$$k_{5,9} = 6 E J_y / L^2 \Phi_{z2}$$

$$k_{5,11} = 2 E J_y / L \Phi_z \lambda_{z1}$$

$$k_{6,6} = 4 E J_z / L \Phi_y \lambda_{y2}$$

$$k_{6,8} = -6 E J_z / L^2 \Phi_y$$

$$k_{6,12} = 2 E J_z / L \Phi_y \lambda_{y1}$$

$$k_{7,7} = E A / L$$

$$k_{8,8} = 12 E J_z / L^3 \Phi_y$$

$$k_{8,12} = -6 E J_z / L^2 \Phi_y$$

$$k_{9,9} = 12 E J_y / L^3 \Phi_z$$

$$k_{9,11} = 6 E J_y / L^2 \Phi_z$$

$$k_{10,10} = E J_p / (q L)$$

$$k_{11,11} = 4 E J_y / L \Phi_z \lambda_{z2}$$

$$k_{12,12} = 4 E J_z / L \Phi_y \lambda_{y2}$$

con:

L luce del tratto deformabile dell'asta

A area sezione trasversale

E modulo elastico per tensioni normali

G modulo elastico tangenziale = $0.5 E / (1 + \mu)$ indicando con μ il modulo di Poisson

J_y, J_z, J_p i momenti di inerzia rispetto agli assi principali d'inerzia ed il momento d'inerzia polare

q fattore di torsione della sezione

$$\Phi_y = 1 / (2 \beta_y + 1)$$

$$\beta_y = 6 E J_z \lambda_{zy} / (G A L^2)$$

$$\Phi_y = 1 / (2 \beta_y + 1)$$

$$\lambda_{y1} = 1 - \beta_y$$

$$\lambda_{y2} = 1 + \beta_y/2$$

$$\Phi_z = 1 / (2 \beta_z + 1)$$

$$\beta_z = 6 E J_y \chi_z / (G A L^2)$$

$$\Phi_z = 1 / (2 \beta_z + 1)$$

$$\lambda_{y1} = 1 - \beta_y$$

$$\lambda_{z2} = 1 + \beta_z/2$$

χ_y, χ_z fattori di taglio della sezione nelle direzioni degli assi y e z

Questi termini si riferiscono ad un'asta con vincoli di piena congruenza con i nodi. Ovviamente essi vengono modificati, caso per caso, in presenza di svincolamenti nodali (cerniere, pattini, ecc.).

Per la simmetria della matrice per i termini con indice $i > j$ risulta $k_{i,j} = k_{j,i}$

Nella finestra dei dati generali (§ 2.2.2^[47]) è possibile assegnare la rigidità torsionale come percentuale di quella nominale (il CEB Model Code 90 consiglia di assumere il 30% del modulo G per tener conto della fessurazione per torsione). In programma questa riduzione viene effettuata non sul modulo G bensì direttamente sulle rigidità a torsione $k_{10,10}, k_{4,10}$ (per non alterare il valore di G in quelle a taglio).

In zona sismica è possibile (non obbligatorio) ridurre percentualmente anche le rigidità flessionali (§ 7.2.6 NTC). In programma questa riduzione (se richiesta nei dati generali) viene operata direttamente sui momenti d'inerzia J_y, J_z .

Se in corrispondenza di un qualsiasi pilastro il valore del parametro ϑ definito dalla (7.3.2) NTC supera il valore di 0.1 è necessario mettere in conto la non linearità geometrica (§ 7.3.1 NTC). Le NTC suggeriscono in tal caso di incrementare (per $\vartheta \leq 0.2$) gli effetti dell'azione sismica di un fattore pari a $1/(1-\vartheta)$. Il metodo indicato dalle NTC (metodo $P-\Delta$) è applicabile correttamente solo nel caso di orizzontamenti rigidi nel proprio piano. Nel programma si è, pertanto, utilizzato un procedimento più generale valido anche in presenza di piani deformabili e basato sulla costruzione della matrice di rigidità geometrica \mathbf{W} da sommare a quella meccanica \mathbf{K} con riferimento alle sole aste soggette a significativi valori dello sforzo normale (pilastri, pareti e travi verticali). I termini non nulli della matrice geometrica \mathbf{W} (avente le stesse dimensioni 12x12 della matrice \mathbf{K}) sono (vedi [16^[207]]):

$$w_{2,2} = 36 / g$$

$$w_{2,6} = 3 L g$$

$$w_{2,8} = - 36 g$$

$$w_{2,12} = 3 L g$$

$$w_{3,3} = 36 g$$

$$w_{3,5} = - 3 L g$$

$$w_{3,9} = -36 g$$

$$w_{3,11} = - 3 L g$$

$$w_{5,5} = 4 L^2 g$$

$$w_{5,9} = 3 L g$$

$$w_{5,11} = - L^2 g$$

$$w_{6,6} = 4 L^2 g$$

$$w_{6,8} = -3 L g$$

$$w_{6,12} = - L^2 g$$

$$w_{8,8} = 36 g$$

$$w_{8,12} = - 3 L g$$

$$w_{9,9} = 36 g$$

$$w_{9,11} = 3 L g$$

$$w_{11,11} = 4 L^2 g$$

$$w_{12,12} = 4 L^2 g$$

in cui:

$$g = N / (30 L)$$

N = sforzo normale

L = luce asta

Il calcolo dovrebbe essere iterativo in quanto il valore dello sforzo normale N è incognito. Per linearizzare il procedimento, evitando le iterazioni, si considera lo sforzo normale N costante e pari a quello della prima combinazione di carico (combinazione fondamentale SLU). Questa approssimazione è in genere accettabile per gli edifici in ca in quanto gli sforzi normali dovuti ai carichi verticali (amplificati a mezzo dei fattori di combinazione non sismici) ben difficilmente risultano inferiori agli sforzi normali delle combinazioni sismiche.

Per poter riferire la matrice di rigidezza agli assi X,Y,Z del sistema generale è necessario costruire la matrice **C**(6,6) dei **coseni direttori** dell'asta. Indicate con X_1, Y_1, Z_1 e X_2, Y_2, Z_2 le coordinate degli estremi deformabili dell'asta nel sistema generale e con X_p, Y_p, Z_p le coordinate generali di un punto nello spazio appartenente al piano definito dagli assi locali x,y purchè non situato sull'asse x locale, i termini $c_{i,j}$ della matrice **C** sono dati da:

$$c_{1,1} = Lx / L$$

$$c_{1,2} = Ly / L$$

$$c_{1,3} = Lz / L$$

$$c_{2,1} = Yx / Y_L$$

$$c_{2,2} = Yy / Y_L$$

$$c_{2,3} = Yz / Y_L$$

$$c_{3,1} = Zx / Z_L$$

$$c_{3,2} = Zy / Z_L$$

$$c_{3,3} = Zz / Z_L$$

in cui:

$$Lx = X2 - X1$$

$$Ly = X2 - X1$$

$$Lz = X2 - X1$$

$$L = (Lx^2 + Ly^2 + Lz^2)^{0.5}$$

$$Zx = Ly (Zp - Z1) - Lz (Yp - Y1)$$

$$Zy = Lz (Xp - X1) - Lx (Zp - Z1)$$

$$Zz = Lx (Yp - Y1) - Ly (Xp - X1)$$

$$Z_L = (Zx^2 + Zy^2 + Zz^2)$$

$$Yx = c_{3,2} c_{1,3} - c_{3,3} c_{1,2}$$

$$Yy = c_{3,3} c_{1,1} - c_{3,1} c_{1,3}$$

$$Yz = c_{3,1} c_{1,2} - c_{3,2} c_{1,1}$$

Con la matrice **C** dei coseni direttori viene costruita la seguente matrice di trasferimento **T**(12,12):

$$T = \begin{vmatrix} C & 0 & 0 & 0 \\ 0 & C & 0 & 0 \\ 0 & 0 & C & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C \end{vmatrix}$$

La matrice di rigidezza dell'asta K^* dell'asta deformabile nel sistema di riferimento generale risulta:

$$K^* = T^T K T$$

in cui T^T è la trasposta di **T**.

Per tener conto degli **offset rigidi** (conci rigidi) costituiti dalle eccentricità $E_{x_1}, E_{y_1}, E_{z_1}, E_{x_2}, E_{y_2}, E_{z_2}$ degli estremi deformabili dell'asta rispetto ai corrispondenti nodi è necessario trasferire la matrice K^* ai centri dei nodi interessati. Viene pertanto costruita la seguente matrice di trasferimento **U**(12,12):

$$U = \begin{vmatrix} U_1 & 0 \\ 0 & U_2 \end{vmatrix}$$

in cui le sottomatrici **U1**(6,6), **U2**(6,6) sono:

$$U_1 = \begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & E z_1 & E y_1 \\ 0 & 1 & 0 & -E z_1 & 0 & E x_1 \\ 0 & 0 & 1 & E y_1 & -E x_1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{vmatrix} \quad U_2 = \begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & E z_2 & E y_2 \\ 0 & 1 & 0 & -E z_2 & 0 & E x_2 \\ 0 & 0 & 1 & E y_2 & -E x_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{vmatrix}$$

la nuova matrice K^{**} diventa:

$$K^{**} = U^T K U$$

Nel caso in cui uno od entrambi i nodi dell'asta appartengano a diaframmi rigidi orizzontali ($Z=\text{cost.}$) cioè ai cosiddetti **piani rigidi** (§ 1.2^[4]) è necessario un ulteriore trasferimento della matrice di rigidezza dell'asta in modo da riferirla ai nodi master dei rispettivi piani di appartenenza dei nodi. Allo scopo viene costruita questa ulteriore matrice di trasferimento $V(12,12)$:

$$V = \begin{vmatrix} V_1 & 0 \\ 0 & V_2 \end{vmatrix}$$

in cui le sottomatrici $V_1(6,6)$, $V_2(6,6)$ sono:

$$V_1 = \begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & -Dy_1 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & Dx_1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{vmatrix} \quad V_2 = \begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & -Dy_2 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & Dx_2 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{vmatrix}$$

con:

$Dx_1 = X_{N1} - X_{G1}$ essendo X_{N1} l'ascissa del primo nodo dell'asta e X_{G1} l'ascissa del nodo master nel piano rigido a cui appartiene il nodo stesso

$Dy_1 = Y_{N1} - Y_{G1}$ essendo Y_{N1} l'ordinata del primo nodo dell'asta e Y_{G1} l'ordinata del nodo master nel piano rigido a cui appartiene il nodo stesso

$Dx_2 = X_{N2} - X_{G2}$

$Dy_2 = Y_{N2} - Y_{G2}$

In definitiva la matrice di rigidezza finale K^{***} dell'asta nel sistema generale è data da:

$$K^{***} = V^T K V$$

L'assemblaggio delle matrici K^{***} di tutte le aste avviene sommando nella matrice A di rigidezza globale i singoli termini $k_{i,j}$ nella competente posizione $a_{m,n}$ determinata dalla corrispondenza dei gradi di libertà (incidenze nodali).

Analoghe trasformazioni vengono effettuate per l'assemblaggio delle forze di incastro perfetto delle singole aste nel vettore **B** dei termini noti del sistema (cioè delle forze di incastro perfetto riferite al sistema generale) .

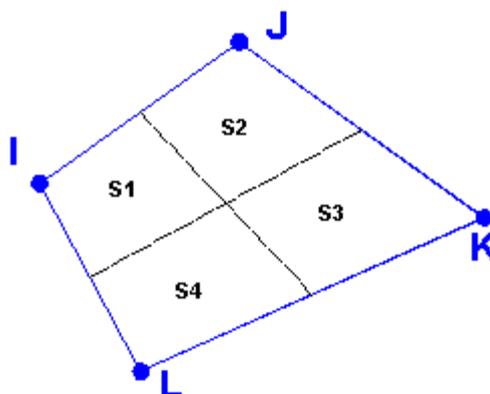
La matrice di rigidezza della singola **trave di fondazione su suolo elastico alla Winkler** viene invece costruita a partire da quelle dei singoli conci in cui la trave viene discretizzata (vedi § 1.7.5^[15]). Più precisamente le matrici di rigidezza dei conci di una stessa trave riferite ai rispettivi sistemi locali x,y,z, vengono assemblate in un'unica matrice K(12,12) insieme alle rigidezze delle molle elastiche che schematizzano il terreno. Alle estremità deformabili I e J della trave vengono applicate successive combinazioni di carico corrispondenti a singoli cedimenti e rotazioni unitari dei due nodi di estremità I e J. L'insieme ordinato dei vettori soluzione del sistema costituisce la matrice di deformabilità dell'intera asta I,J che, una volta invertita, rappresenta la cercata matrice di rigidezza K dell'asta I,J nel sistema locale. Questa matrice viene quindi assemblata nella matrice di rigidezza globale della struttura con lo stesso procedimento già esposta per le aste in elevazione.

Questa tecnica che permette di assimilare ogni trave di fondazione ad una **sottostruttura** consente di ridurre sensibilmente le dimensioni del sistema globale in quanto restano esclusi i gradi di libertà dei nodi generati dalla discretizzazione.

Nelle travi di fondazione su suolo elastico vengono assunti come vincolati i gradi di libertà nodali corrispondenti alle traslazioni nel piano X,Y e quello alla rotazione intorno all'asse Z; ciò comporta, per tutte le aste, rigidezza assiale e flettente nulla nel piano X,Y (ammessa solo flessione retta con taglio e torsione).

3.2 3.2 Calcolo della platea

I campi della platea orizzontale di fondazione (§ 1.8^[18]) vengono discretizzati mediante **elementi finiti a quattro nodi** con comportamento a piastra e quindi con 3 gradi di libertà per nodo costituiti dalle rotazioni φ_x ed φ_y intorno agli assi generali X,Y e dalla traslazione η_z in direzione Z. Gli eventuali carichi uniformemente distribuiti sull'elemento vengono semplicemente concentrati nei nodi semplicemente concentrando nei 4 nodi le loro risultanti relative alle superfici di influenza S1, S2, S3 , S4 ottenute a partire dai segmenti congiungenti i punti medi dei lati opposti (vedi figura). Dette risultanti dei carichi uniformi costituiscono gli unici termini non nulli del vettore di incastro perfetto in quanto i momenti vengono considerati di trascurabile entità rispetto a quelli prodotti dai carichi concentrati provenienti dai pilastri e direttamente applicati nei nodi di calcolo



La costruzione della matrice di rigidezza $K(12,12)$ dell'elemento finito quadrilatero viene effettuata sulla base delle funzioni di forma e della particolare formulazione elaborata da M.A. Crisfield ed esposta dettagliatamente in [5]^[207], cui si rimanda per approfondimenti.

Le matrici di rigidezza di tutti gli elementi quadrilateri vengono assemblati nella matrice di rigidezza globale della struttura. Dalla soluzione del sistema generale si ottengono gli spostamenti nei 4 nodi di ogni elemento e quindi a mezzo della matrice K i momenti $m_{x_{Gi}}$, $m_{y_{Gi}}$, $m_{xy_{Gi}}$ agenti nelle direzioni generali X , Y in ognuno dei 2x2 punti di Gauss (interni rispetto ai nodi). Per ottenere il valore dei momenti $m_{x_{Ni}}$, $m_{y_{Ni}}$, $m_{xy_{Ni}}$ riferiti ai nodi viene svolta per ognuno dei 3 momenti una estrapolazione a mezzo della formula matriciale dovuta a Hinton e Campbel:

$$\begin{pmatrix} m_{Ni} \\ m_{Nj} \\ m_{Nk} \\ m_{Nl} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.866 & -0.5 & 0.134 & -0.5 \\ -0.5 & 1.866 & -0.5 & 0.134 \\ 0.134 & -0.5 & 1.866 & -0.5 \\ -0.5 & 0.134 & -0.5 & 1.866 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} m_{Gi} \\ m_{Gj} \\ m_{Gk} \\ m_{Gl} \end{pmatrix}$$

In ogni nodo viene quindi effettuata la media dei valori dei momenti degli elementi che vi convergono ottenendo i valori finali di calcolo per ogni nodo m_x , m_y , m_{xy} .

Nel caso corrente di platea su suolo elastico alla Winkler nei quattro nodi di ogni elemento vengono concentrate le rigidezze elastiche relative alle già definite aree di influenza $S1$, $S2$, $S3$, $S4$.

Il calcolo delle armature agli SLU nelle direzioni ortogonali X , Y viene svolto a mezzo della formulazione esposta nell'appendice del volume [5]^[207] praticamente coincidente con quella riportata nella precedente versione dell'Eurocodice 2. Le verifiche a punzonamento della platea (sia con riferimento ai pilastri che ai pali) è svolto utilizzando le indicazioni normative fornite dai §6.4.3, §6.4.4 e §6.4.5 dell'Eurocodice 2.

Nel caso di platea non vincolata al suolo ma ad esempio su pali ed in cui si voglia considerare il relativo piano non rigido, il programma provvede automaticamente a sovrapporre elementi membranali aventi la stessa forma quadrilatera degli elementi di piastra sopra esaminati e spessore uguale a quello della platea. Ritenendo, inoltre, che in genere le platee hanno forti spessori si considerano trascurabili gli sforzi normali ai fini del dimensionamento delle armature.

3.3 3.3 Calcolo dei pali

PREMESSA METODOLOGICA SUL CALCOLO DELLE PALIFICATE

Una prima importante distinzione da fare è quella tra pali isolati e pali in gruppo. Possono considerarsi **isolati** quei pali disposti in modo che la loro distanza reciproca superi 6÷8 volte il loro diametro (ad esempio pali che portano singolarmente i pilastri e siano collegati da un graticcio di travi o da una platea). I pali che invece sono più vicini della suddetta distanza (detta di estinzione) e che siano tra loro collegati da un'unica testata vanno considerati come pali in gruppo (ad esempio ogni plinto su pali realizza un gruppo; come pure una platea su pali ravvicinati).

Per evitare eccessive interazioni e quindi eccessivi cedimenti i pali non devono mai essere a distanza reciproca minore di 3 volte il loro diametro.

Per i **pali isolati** la resistenza (GEO) assiale e trasversale va calcolata con riferimento ad ognuno di essi, dividendo le resistenze ultime per i fattori di correlazione (§ 6.4.3.1.1, § 6.4.3.1.2). Calcolate così le resistenze caratteristiche queste vanno a loro volta divise per i coefficienti parziali R_3 per ottenere le resistenze di progetto con cui verificare singolarmente i pali. Anche i cedimenti dei pali vanno verificati palo per palo (controllando a valle, a cura dell'utente, eventuali cedimenti e rotazioni differenziali).

Per i pali in gruppo le NTC fanno una precisa distinzione tra il calcolo di resistenza GEO per gli SLU e quello degli SLE, orientato prevalentemente al calcolo degli spostamenti e distorsioni. Mentre per il primo tipo di calcolo (SLU/SLV) viene richiesto di tener conto delle possibili riduzioni di resistenza per **effetto di gruppo**, per il secondo oltre all'effetto di gruppo si chiede di tenere opportunamente conto degli **effetti di interazione** tra i pali. Mettere in conto l'effetto di gruppo (sia nelle verifiche SLU che in quelle SLE) consiste in pratica nel valutare (caso per caso) due fattori di efficienza (uno per forze assiale, l'altro per forze trasversali) mediante i quali ridurre la somma delle resistenze complessive dei pali. Mettere in conto, nelle verifiche SLE, gli effetti di interazione (essenzialmente quelli assiali per carichi verticali) significa invece valutare con maggiore attenzione i maggiori cedimenti e distorsioni che tali effetti vanno a produrre sia nella struttura di fondazione che nella sovrastruttura. Poiché in questo programma è stata prevista una valutazione specifica dell'interazione assiale tra i pali basata sul metodo dei coeff. di influenza **si consiglia di effettuare due distinti calcoli della stessa struttura di fondazione su pali:**

1) Un primo calcolo contenente le sole combinazioni SLU con la definizione dei fattori di efficienza per effetti di gruppo senza mettere in conto l'interazione assiale tra i pali.

2) Un secondo calcolo contenente le sole combinazioni SLE in cui oltre ad i fattori di efficienza per effetti di gruppo si consideri l'interazione assiale tra i pali. In questo secondo calcolo oltre alle SLE vanno definite SLU con gli stessi carichi nodali agenti delle

SLE onde progettare le armature dei pali e delle strutture di collegamento dei pali per le sollecitazioni SLE (il programma non progetta le armature con le sole SLE).

Le armature finali del progetto risulteranno dall'involuppo di quelle verificate in entrambi i calcoli. Si consiglia questa metodologia di calcolo anche nel caso di fondazioni miste ([Esempio 7](#)^[193])

La verifica geotecnica (GEO) dei pali deve tenere conto dell'effetto di gruppo sia nelle combinazioni SLU che nelle combinazioni SLE (§ 6.4.3 NTC). A tale scopo viene utilizzato un fattore di efficienza E_g tale da ridurre la somma delle resistenze assiali degli n pali in gruppo: $R_{\text{gruppo}} = E_g \cdot n \cdot R_{\text{singolo}}$. La scelta del valore di E_{gruppo} dipende dal numero di pali, dalla geometria del gruppo etc.. Nel caso di terreni incoerenti E_{gruppo} va posto pari ad 1.00. Analogo coefficiente empirico G_{gruppo} di efficienza va stimato nella verifica a collasso per carichi trasversali sia per terreni coesivi che per terreni incoerenti. E' sempre possibile trascurare la portanza superficiale della struttura di collegamento dei pali (platea, travi, plinti). Nel caso in cui, però, la si voglia considerare è necessario tenere in conto l'interazione geotecnica e strutturale tra pali e struttura di collegamento (il caso delle fondazioni miste è esaminato nel successivo paragrafo 3.4 di questo manuale).

Altra importante norma introdotta dalle NTC 2018 è contenuta nel § 6.4.3.1.1.1:

"Per una palificata, la verifica della condizione [6.2.1] dovrà essere fatta in base alla resistenza caratteristica che risulta dalla somma delle resistenze caratteristiche dei pali che la costituiscono. Sarà comunque necessario valutare possibili riduzioni della resistenza disponibile per effetto di gruppo, tenendo conto della tipologia dei pali, della natura dei terreni interessati e della configurazione geometrica della palificata".

Quindi per pali in gruppo distanti tra loro meno di 6 volte il diametro non andrebbe verificata la **resistenza assiale di progetto** di ogni palo bensì **quella caratteristica somma delle resistenze caratteristiche di tutti i pali del gruppo**. Ad avviso di chi scrive l'applicazione di questa norma dovrebbe essere fatta prevedendo un calcolo dei pali assialmente non lineare (la resistenza non deve poter superare quella limite di ogni palo). Di conseguenza (ed in via prudenziale) **questo programma in presenza di pali in gruppo** (plinti su pali predefiniti e pali tra loro a distanza minore di 6 volte il loro diametro ed indicati nei Dati Generali con il fattore di efficienza $E_v < 1$), **continua sì ad effettuare la verifica di resistenza assiale di singolo ogni palo del gruppo, ma lo fa confrontando la forza assiale di combinazione agente sul palo con la resistenza caratteristica e non con la resistenza di progetto (come precedentemente previsto). Per operare questa innovativa verifica l'utente deve assegnare (nell'archivio tipologie pali^[77]) al posto della resistenza assiale di progetto quella caratteristica.** Naturalmente il programma esegue comunque la verifica di gruppo assiale e trasversale in base ai fattori di efficienza assegnati in input.

Nel caso delle fondazioni miste, invece, la resistenza assiale di progetto dei pali si ottiene (§ 6.4.3.3 NTC) dividendone la resistenza caratteristica per $R_3=2.3$: *"Limitatamente alle azioni verticali, il soddisfacimento della condizione [6.2.1] può essere garantito portando in conto anche il contributo dei pali. In questo caso, la verifica deve essere svolta anche*

per stati limite ultimi di tipo GEO della fondazione mista, sia a breve sia a lungo termine, ottenendo la resistenza di progetto R_d dalla somma delle resistenze caratteristiche dei pali, determinate come al § 6.4.3.1, e della struttura di collegamento, dividendo la resistenza totale per il coefficiente parziale di capacità portante (R_3) riportato nella Tab. 6.4.1 (§ 6.4.2.1)."

Le resistenze di progetto dei pali possono essere calcolate (vedi [programmi di servizio](#)^[138]) sia a partire da formulazioni analitiche basate sui parametri geotecnici da prove in sito, sia da prove dirette di carico su pali pilota. Per quanto riguarda le verifiche SLE vanno anzitutto inseriti i cedimenti e spostamenti trasversali limite (nell'archivio tipologie pali) dipendenti dai requisiti prestazionali dell'opera in elevazione. I massimi cedimenti differenziali e le distorsioni rotazionali vanno calcolati a cura dell'utente a partire dai cedimenti e rotazioni forniti dall'output del programma.

La normativa sismica (§ 7.11.2 NTC 2018) richiede in astratto che la caratterizzazione geotecnica in cui sia valutata la dipendenza della rigidità e dello smorzamento dal livello deformativo E' inoltre necessaria una valutazione dell'interazione reciproca tra i pali in gruppo (§ 6.4.3 NTC) sottoposti, nel caso sismico, a forze orizzontali dinamiche e cinematiche.

Il calcolo dei pali in gruppo sottoposti ad azioni dinamiche di tipo sismico rappresenta uno dei capitoli più complessi ed ancora non del tutto esplorati dell'analisi strutturale. Ricerche sono ancora in corso per validare metodologie di calcolo semplificate che evitino il ricorso a metodi generali di soluzione che dovrebbero analizzare la palificata mediante un'analisi dinamica non lineare al passo sotto un accelerogramma di progetto tenendo conto degli effetti dinamici di gruppo, della degradazione ciclica e dell'interazione sia con un terreno stratificato che con la struttura in elevazione. A causa della forte non linearità delle reazioni orizzontali del terreno lungo i pali, l'analisi modale in quanto lineare non è molto coerente. Come pure discutibile risulta l'uso delle impedenze (rigidezze funzione della frequenza espresse mediante numeri in campo complesso) in sostituzione delle rigidezze alla traslazione dei pali.

Una prima semplificazione del problema viene dal § 7.2.6 delle NTC quando a proposito della valutazione dell'interazione dinamica tra fondazione e terreno afferma che è "possibile" (non obbligatorio) "tenere conto della modifica del moto sismico indotta dall'interazione fondazione-terreno." mediante vincoli visco elastici (impedenze dinamiche che tengano conto del livello deformativo....).

Per opere di non primaria importanza e complessità quali quelle trattate dal presente programma verranno impegnati metodi di calcolo semplificati pseudo-statici che, come sopra specificato, prevedono anche un comportamento non lineare del terreno in cui sono immersi i pali ed anche una valutazione diretta dell'interazione tra i pali.

Il calcolo degli spostamenti e delle sollecitazioni del singolo palo viene effettuata dal programma considerando la sezione di estremità superiore del palo connessa alle travi o alla piastra di collegamento con vincolo di continuità o di cerniera sferica. Nel caso generale si possono calcolare pali in gruppo collegati tra loro a mezzo di una trave, di un graticcio di

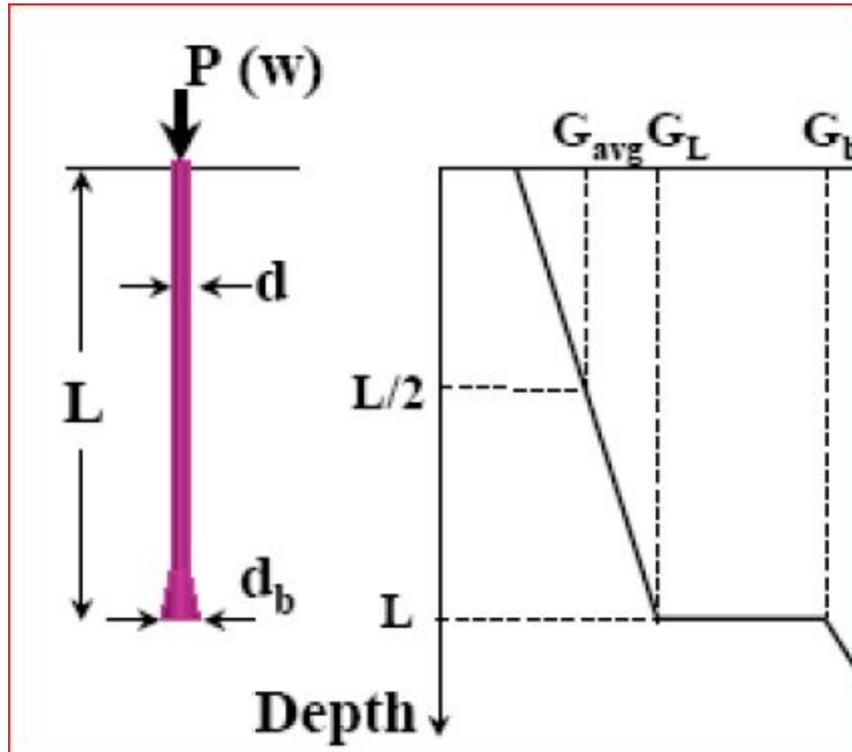
travi, di una platea di forma qualsiasi semplice o nervata. L'interazione tra i pali e la struttura di collegamento orizzontale (testata) avviene unicamente in corrispondenza dei nodi principali in cui sono applicati i pali. In ogni nodo principale i gradi di libertà attivi sono costituiti, pertanto, dalle solite tre componenti di movimento considerate nel calcolo dei graticci e/o delle piastre (lo spostamento verticale e dalle due rotazioni intorno alla direzione degli assi X,Y del riferimento generale). A questi vanno aggiunte le tre componenti di movimento nel piano orizzontale, molto spesso uniche per tutti i nodi (spostamenti in direzione X,Y e rotazione intorno all'asse Z), con ciò trascurando le deformazioni assiali nel piano orizzontale X,Y in quanto sicuramente ininfluenti a causa delle massicce dimensioni usualmente impiegate per le strutture orizzontali di collegamento. In definitiva per poter assemblare nella matrice di rigidezza globale della struttura il singolo palo occorre costruire una matrice di rigidezza del palo che tenga conto dei sei gradi di libertà attivi in corrispondenza del nodo di innesto del palo nella testata.

Pali nel modello di Winkler con terreno a comportamento lineare

Ogni palo viene considerato dal programma come una sotto-struttura elastica da assemblare nel sistema risolvibile generale dell'intera struttura (metodo delle deformazioni) mediante i valori delle rigidezze del nodo di testa (matrice rigidezze 6x6 corrispondente ai 6 gradi di libertà della testa del palo). Ogni palo viene discretizzato in elementi beam nei cui nodi di estremità sono applicate molle lineari trasversali che rappresentano la reazione elastica del terreno ad ogni spostamento trasversale dei nodi delle beam. Dette molle possono assumere rigidezza variabile lungo il fusto in base ai parametri geotecnici assegnati alla tipologia di palo ([Archivio tipologie pali](#)^[77]) a cui il palo appartiene.

Per i pali in gruppo e nel caso di combinazioni di esercizio SLE può essere messa in conto (nella finestra dei Dati Generali) l'interazione assiale tra i pali implementata col metodo dei coefficienti di influenza.

Nel modello di palo con terreno lineare la rigidezza assiale per carico concentrato applicato sulla testa del palo viene determinata con riferimento al grafico di seguito riportato che illustra la relazione di Randolph-Wroth-Fleming (1992): :



$$\frac{P}{w} = G_L d \frac{\frac{2\eta}{(1-\nu)\xi} + \frac{\rho \cdot 2\pi \tanh(\mu L) L}{\zeta \cdot \mu L \cdot d}}{1 + \frac{8\mu}{\lambda \pi (1-\nu)\xi} \tanh\left(\frac{\mu L}{\mu \cdot L \cdot d}\right)}$$

In cui:

$\rho = d_b / d$ in questo programma è sempre $d_b = d$ e quindi $\rho = 1$

$\xi = G_L / G_b$ in questo modello è sempre $G_b = G_L$ e quindi $\xi = 1$

$\rho = G_{avg} / G_L$

$\lambda = E_p / G_L$ con E_p modulo elastico del palo

$r_m = [0.25 + (0.25 \rho (1-\nu) - 0.25) \xi] L$ = distanza di estinzione dell'interazione tra pali (detto 'raggio magico')

$\zeta = \ln(2 r_m / d)$

$\mu L = 2 (2 / (\zeta \lambda))^{0.5} (L/d)$

Per applicare la suddetta relazione nel caso di terreno stratificato il valore G_{avg} viene calcolato come media ponderale dei valori del modulo elastico G lungo il fusto del palo.

Ogni palo viene discretizzato in conci di trave (elementi beam) aventi lunghezza vicina a quella assegnata (mesh) tra i parametri di calcolo nella finestra dei *Dati Generali*. In ogni nodo di estremità dei conci viene applicata una molla lineare o non lineare che rappresenta la reazione trasversale del terreno lungo le due metà dei conci a cavallo del nodo. Nel caso di modello lineare la rigidezza delle molle pur variando lungo il palo resta sempre direttamente proporzionale al corrispondente spostamento;

Pali nel modello di Winkler con terreno a comportamento non lineare (Curve di trasferimento p-y, t-z)

In presenza di significative forze orizzontali (in combinazioni SLU/SLV) agenti sui pali la reazione trasversale del terreno sui pali è spiccatamente non lineare per cui l'impiego delle molle lineari per modellare detta reazione del terreno diventa solo una rozza approssimazione (gli sforzi sui pali aumentano più che proporzionalmente all'aumentare delle forze orizzontali).

Di conseguenza **si consiglia di utilizzare questo modello di terreno non lineare per meglio valutare spostamenti trasversali e sollecitazioni nei pali in presenza di forti forze orizzontali** agenti sui pali.

Nel calcolo non lineare una volta risolto il sistema generale (i pali e le altre strutture di fondazione restano sempre a comportamento elastico lineare), vengono aggiornate tutte le rigidezze delle molle non lineari rappresentative del terreno in funzione degli spostamenti ottenuti dalla risoluzione del sistema generale. Il sistema generale viene quindi riassembleato e risolto ottenendo nuovi spostamenti per i nodi di testa dei pali (ed anche nuove sollecitazioni nei pali e nelle testate dei pali). Il procedimento viene iterato fino a che tutti gli spostamenti risultino pressoché uguali a quelli dell'iterazione precedente. L'espressione analitica non lineare della reazione del terreno viene denominata in letteratura come curva di trasferimento p-y in cui p è la pressione del terreno e y è la corrispondente deformazione trasversale del palo. In generale ad ogni nodo della discretizzazione corrispondono parametri caratteristici differenti della curva $p-y$ o addirittura curve di differente tipo nel caso di terreni di diversa natura attraversati dallo stesso palo.

Le curve $p-y$ possono essere di tipo semiempirico e danno risultati molto aderenti al reale comportamento solo in presenza dello stesso tipo di terreno e di tecnologia di costruzione del palo in base ai quali sono state dedotte.

Il programma assume (sia per terreno coesivo che incoerente) curve $p-y$ di tipo iperbolico (Carter 1984) definite dalla seguente legge costitutiva utilizzabile sia per terreni coesivi che per terreni incoerenti:

$$u = P/K_s [P_u / (P_u - P)]^n$$

in cui:

u = spostamento

P = pressione terreno in corrispondenza di u

P_u = pressione ultima terreno

K_s = coeff. di Winkler per piccole deformazioni (iniziali) del terreno

n = esponente che controlla l'estensione della non linearità. Il programma assume il valore di 1 per terreni coesivi e 0,25 per terreni incoerenti.

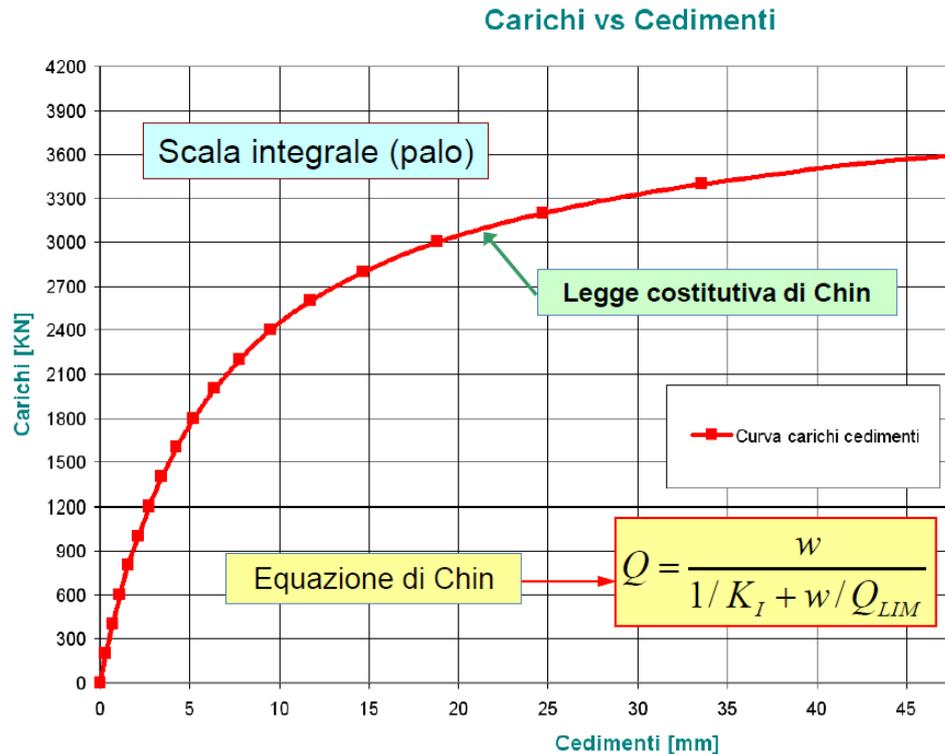
Questo tipo di legame costitutivo ha sempre fornito, nei controlli sperimentali effettuati, un'accettabile approssimazione in assenza di specifiche curve p - y per il particolare terreno incontrato.

Nella finestra dell'[archivio pali](#)^[77] è presente una guida per la stima dei parametri geotecnici che definiscono le curve p - y . Si sottolinea l'importanza della stima del valore ultimo P_u della pressione resistente del terreno ai fini di una realistica valutazione del carico limite trasversale del palo.

Nel caso di pali in gruppo con interasse minore di 6 volte il diametro dei pali, il programma stima gli **effetti di gruppo per forze trasversali** mediante moltiplicatori (<1) delle curve P - y (vedi dettaglio più avanti in questo topic) che tengono conto dell'interazione trasversale dei pali per il cosiddetto effetto 'shadowing'.

In maniera analoga vengono definite, in ogni nodo di discretizzazione del palo, molle non lineari che rappresentano le reazioni tangenziali assiali del terreno lungo il fusto del palo. Le funzioni di comportamento di tali molle vengono definite curve t - z con t che sta per 'tau' = tensioni tangenziali e con z che rappresenta la profondità in cui si valuta tale tensione. Nel programma viene proposta una curva t - z per terreni coerenti ed una per terreni incoerenti (da Reese - O'Neal) restando affidata all'utente (vedi stima T_u nella finestra dell'[archivio pali](#)) la determinazione del valore ultimo della tensione tangenziale del terreno; valore il cui peso è determinante per una corretta stima dei cedimenti assiali. Per la sezione di base del palo (anche di diametro differente da quella del fusto) il programma assume una curva di comportamento della reazione del terreno in funzione della pressione limite del terreno (raccomandazioni FHWA americane). Ai fini di una più realistica valutazione dei cedimenti assiali nelle combinazioni di esercizio SLE si raccomanda di ricorrere al terzo modello di comportamento e cioè al modello iperbolico di Chin (1970).

Pali assialmente non lineari (modello iperbolico di Chin)



Questo modello è particolarmente indicato per il calcolo dei cedimenti nelle **combinazioni di esercizio SLE** e, nel caso di pali in gruppo, va associato alla messa in conto dell'interazione verticale dei pali (casella da selezionare nei Dati Generali). La legge costitutiva di Chin rappresentata in figura è un'iperbole che rappresenta (per interpolazione) la curva Carichi(Q)-Cedimenti(w) assiali del palo. L'equazione parametrica dell'iperbole di Chin (in figura) è: $Q = w / (m + w \cdot n)$

Il significato fisico del parametro **m** (utilizzato in programma e da assegnare nell'[Archivio tipologie pali](#)⁽⁷⁷⁾) è costituito dall'inverso della tangente iniziale dell'iperbole: $m = 1/K_I$

Il significato fisico del parametro **n** (utilizzato in programma e da assegnare nell'[Archivio tipologie pali](#)⁽⁷⁷⁾) è costituito dall'inverso del carico limite asintotico Q_{lim} : $n = 1/Q_{lim}$

Disponendo di curve carico-cedimento ottenute da prove di carico su pali pilota (o anche sulla base di prove dirette non distruttive) è possibile utilizzare questo modello assialmente non lineare basato sulla tecnica dell'interpolazione iperbolica per cui la curva carico-cedimento viene interpolata con l'equazione dell'iperbole nella forma: $w/Q = m + n \cdot w$.

L'utilizzo di questo modello è quindi particolarmente indicato nel caso in cui si effettuino prove di carico su pali pilota fino a rottura. Le NTC definiscono la rottura assiale di un palo quella corrispondente ad un cedimento **w** pari al 10% del diametro del palo, per pali fini a 80 cm di diametro e pari al 5% del diametro per pali di maggiore diametro. Di conseguenza il carico limite da utilizzare per le verifiche di resistenza assiali GEO non è quello sopra indicato ma è quello corrispondente al cedimento limite di normativa **w**:

$$Q_{lim}^* = \underline{w} / (m + \underline{w} \cdot n)$$

Una volta calcolato Q_{lim}^* può dedursi la resistenza caratteristica e quella di progetto da impiegare per le verifiche GEO assiali del palo. Ad esempio nel caso della tipologia sopra illustrata il valore asintotico della resistenza limite sarebbe pari a $Q_{lim} = 1/n = 1/1.4025 = 0.7130$ MN. Assumendo per \underline{w} il valore di normativa $\underline{w} = 0.1 d = 60$ mm il carico limite di normativa da assumere in progetto si riduce a:

$$Q_{lim}^* = 0.642 \text{ MN.}$$

Il carico limite caratteristico (con una sola prova diretta) è $Q_k = 0.642 / 1.4 = 0.4585 = 458.5$ kN.

Il carico limite di progetto da inserire nell'[Archivio tipologie pali](#)^[77] è: $Q_d = Q_k / 1.3 = 0.352$ MN = 352 kN (R3=1.3 senza distinzione tra resistenza alla punta e laterale). Nel caso in cui la tipologia in discussione appartenga a pali in gruppo come carico limite di progetto Q_d può impiegarsi il suo valore caratteristico Q_k .

Anche da prove dirette non distruttive che si spingano a carichi dell'ordine di una volta e mezzo i valori di esercizio, possono ottenersi eccellenti valutazioni sia del carico ultimo assiale (da cui dedurre quello di progetto), sia dei parametri dell'iperbole rappresentativa della curva carichi-cedimenti. I parametri m , n della suddetta iperbole di equazione $Q = w/(m+nw)$ possono essere calcolati con l'apposito programma di servizio (§ 4.4^[143]) in cui vengono stimati anche le resistenze caratteristiche e di progetto del palo (anche nel caso di prove di collaudo).

I parametri m e n dell'iperbole vengono calcolati mediante elaborazione statistica e rappresentano i due parametri della retta interpolatrice nel piano w - $Q \cdot w$ di rappresentazione dell'iperbole. Migliore è l'approssimazione di tale retta con i punti misurati maggiore è la vicinanza ad 1 del parametro statistico R^2 (pari al rapporto tra la devianza di regressione e la devianza totale). Cioè se R^2 è molto vicino ad 1 la curva carico-cedimento è molto ben approssimata dall'iperbole con parametri m , n .

Una volta conseguiti con prove di carico la serie di valori di Q e w è immediato ottenere i parametri m, n, Q_d a mezzo del programma di servizio: [Resistenza a compressione palo da prove di carico](#)^[143].

Il carico Q_{lim} assiale di collasso geotecnico (GEO) viene stimato tramite l'eq. dell'iperbole ponendo w pari al cedimento limite di normativa ($\underline{w} = 0.1 \cdot D$ per pali con $D < 80$ cm e $\underline{w} = 0.05 \cdot D$ per pali con diametro superiore: $Q_{lim} = \underline{w}/(m+n \underline{w})$). Nel caso di prove di carico in cui non si raggiunga il suddetto cedimento minimo di rottura (ad es. prove in corso d'opera o di collaudo) è possibile ricorrere all'estrapolazione dell'iperbole utilizzando solo gli ultimi punti misurati in quanto marcatamente non lineari (vedasi esempio nel § 4.4^[143]). Viene inoltre stimata in maniera approssimata la quota di Q_{lim} per resistenza laterale del palo tramite la formula: $Q_{lat} = 1/n(1 - \sqrt{mEA/L})$.

La resistenza di progetto assiale Q_d del palo viene infine valutata in base alle relazioni di cui al §6.4.3.1.1 NTC a partire dai carichi ultimi medi e minimo, passando per la resistenza caratteristica e detraendo il peso proprio del palo. Una volta calcolata la resistenza assiale di progetto del palo ed i parametri m , n dell'iperbole è possibile inserire tali dati nella presente modalità di calcolo assiale non lineare allo scopo di meglio

valutare i cedimenti della palificata anche in presenza di platea elastica collaborante (cfr. [Fondazioni miste](#)^[128]). Oltre agli effetti assiali non lineari è possibile valutare l'incremento dei cedimenti (e delle sollecitazioni) dovuti all'interazione assiale tra i pali in gruppo. Detta interazione viene calcolata sulla base dei coefficienti di influenza di cui si dirà più avanti.

Se in fase di progettazione non fosse possibile effettuare prove di carico dirette è ancora possibile utilizzare (per il calcolo dei cedimenti SLE) questo modello a livello di calcolo preliminare nel seguente modo. Si valuta il carico di collasso assiale Q_{lim} mediante metodi analitici sulla scorta dei parametri geotecnici dell'indagine. Noto Q_{lim} è immediato calcolare il parametro n dell'iperbole: $n = 1/Q_{lim}$. La resistenza caratteristica assiale si può valutare dividendo la resistenza di collasso per 1.7: $Q_k = Q_{lim}/1.7$. Quindi la resistenza di progetto diventa $Q_d = Q_k / 1.3$ - PesoPalo. Per i pali in gruppo la resistenza di progetto $Q_d = Q_k$. Per le fondazioni miste la resistenza di progetto è $Q_d = Q_k/2.3$. Il valore del parametro m vale quindi: $m = (1 - Q_d \cdot n) / Q_d$. Una volta stimati i parametri m , n dell'iperbole il valore della resistenza limite di normativa si ottiene imponendo il cedimento limite di normativa w ottenendo il valore ridotto Q_{lim}^* .

Per questa tipologia di palo il calcolo degli spostamenti trasversali è previsto **lineare** stratificato alla winkler (come nel precedente modello lineare).

Sforzi nei pali

Nell'assunto modello alla Winkler (lineare o non lineare) la conoscenza degli spostamenti del nodo di testa dei singoli pali consente di determinare gli sforzi, le reazioni del terreno e gli spostamenti trasversali presenti lungo tutto il fusto dei singoli pali. Ai momenti così determinati il programma somma in automatico i momenti cinematici eventualmente assegnati in input. Il momento flettente di dimensionamento delle armature dei pali in c.a. viene assunto pari a quello avente il massimo modulo tra tutti quelli calcolati lungo il fusto del palo. Come sforzo normale associato a detto momento massimo viene sempre considerato quello calcolato in corrispondenza della testa del palo anche se non corrispondente alla sezione di momento massimo; ciò in quanto lo sforzo normale varia di poco nel tratto superiore del palo in cui si trova la sezione di momento massimo. L'armatura del palo viene assunta costante e pari a quella della sezione più sollecitata per l'intera lunghezza della barra longitudinale fissata nelle opzioni (minima lunghezza barra =12 m).

Momenti cinematici

Questi momenti sono prodotti dalla deformazione del terreno in cui sono immersi i pali a seguito del passaggio delle onde sismiche. Le NTC al § 7.11.5.3.2 ne impone la valutazione per costruzioni di classe d'uso III o IV, per terreni di tipo D o peggiori in siti a sismicità media o alta ($a_g > 0.25$ g),

e, nel caso in cui due strati adiacenti del terreno che circonda i pali presenti un forte contrasto delle rigidità G_s (rapporto tra i due valori di $G_s > 5$).

Un calcolo rigoroso di questi momenti presenta notevoli difficoltà e risulta giustificato solo per opere di una certa importanza. Per opere correnti Gazetas (1997) propone una formula semplificata e conservativa con riferimento ad un terreno caratterizzato da due soli strati:

$$M_{\max} = 0,042 T_i d^3 (L/d)^{0,3} (E_p/E_s)^{0,65} (V_a/V_b)^{-0,5}$$

con

$T_i = A_s R_o H_a =$ Tensione tangenziale all'interfaccia

$R_o =$ densità strato superiore

$A_s =$ accelerazione sismica di progetto alla superficie libera del terreno

$H_a =$ spessore dello strato superiore

$V_a, V_b =$ velocità delle onde di taglio dello strato superiore ed inferiore

$L, d =$ lunghezza e diametro del palo

$E_p =$ modulo di Young del palo

$E_s =$ modulo elastico del terreno

Verifica sezioni circolari dei pali in c.a.

Viene effettuato il semiprogetto e la verifica della sezione circolare del palo maggiormente sollecitata a flessione come sopra determinata. Nel calcolo di verifica al momento massimo (che può non verificarsi nella sezione di attacco del palo alla struttura di collegamento) vengono sempre associati i valori dello sforzo normale del taglio e della torsione calcolati nella sezione di attacco del palo.

Nelle combinazioni non sismiche allo SLU la resistenza a pressoflessione è valutata in base alle deformazioni di rottura di progetto dei materiali. Nelle combinazioni sismiche la resistenza della sezione è quella limitata dal momento di prima plasticizzazione sia per sovrastruttura dissipativa che non dissipativa.

Nelle combinazioni sismiche il punto 7.2.5 delle NTC richiede che i pali restino in campo elastico (come per tutti gli altri tipi di fondazioni) ed abbiano un'area di armatura longitudinale minima pari allo 0.3% di quella del calcestruzzo. Per ottenere una resistenza trasversale maggiore (teoria di Broms) può essere utile rendere duttile il palo adottando un'armatura longitudinale $> 1\%A_c$ ed un interasse tra le staffe non maggiore di 6 volte il diametro delle barre longitudinali.

Nel caso di presenza dei momenti cinematici il momento sismico massimo nel palo dovuto alle forze inerziali viene incrementato del momento cinematico assegnato in input e calcolato fuori programma.

Il programma progetta e verifica l'armatura necessaria ad assorbire gli sforzi derivanti dalle combinazioni di carico amplificate col fattore di sovraresistenza γ_{Rd} ($\gamma_{Rd} = 1$ nel caso di calcolo non dissipativo della

sovrastuttura) e incrementato dal momento cinematico eventualmente assegnato.

Nel caso di forze orizzontali agenti sul gruppo di pali può accadere che uno o più pali non siano verificati nei confronti della resistenza per forza trasversale pur essendo l'armatura ed il conglomerato verificati nei confronti delle massime sollecitazioni calcolate. Se la differenza tra tale resistenza trasversale e la domanda non è eccessiva si può incrementare detta resistenza (inserita in input nell'archivio tipologia pali) rifacendo il calcolo della resistenza trasversale tramite l'apposito programma di servizio in cui si va aumentato il numero di barre longitudinali rispetto a quello fornito dal programma. Ottenuto, dal programma di servizio, il valore di resistenza maggiorato, si apre l'archivio sezioni travi/pali (§ 2.2.17^[70]) e si assegnano come numero minimo di barre di armatura della sezione del palo un valore uguale o superiore a quello fornito dal programma di servizio.

Verifica pali in gruppo per carichi assiali - Effetti di gruppo

Per pali in gruppo la vigente normativa non sismica (§ 6.4.3 NTC) prescrive la determinazione del carico ultimo complessivo della palificata tenendo conto degli effetti di gruppo. Detto Q_{ult} assunto per il carico ultimo del palo singolo il carico totale ultimo di una palificata comprendente N pali uguali può essere determinato in generale dalla seguente formulazione semplificata:

$$Q_{tot} = N E_v Q_{ult}$$

dove E_v è detto il fattore di efficienza della palificata per carichi assiali.

Per terreni incoerenti E_v risulta non minore dell'unità e, cautelativamente, potrà sempre porsi 1. Per terreni coesivi è sempre < 1 e va scelto sulla base delle evidenze sperimentali disponibili o in base a formulazioni empiriche come quella di Converse-Labarre (cfr. [7]^[207]):

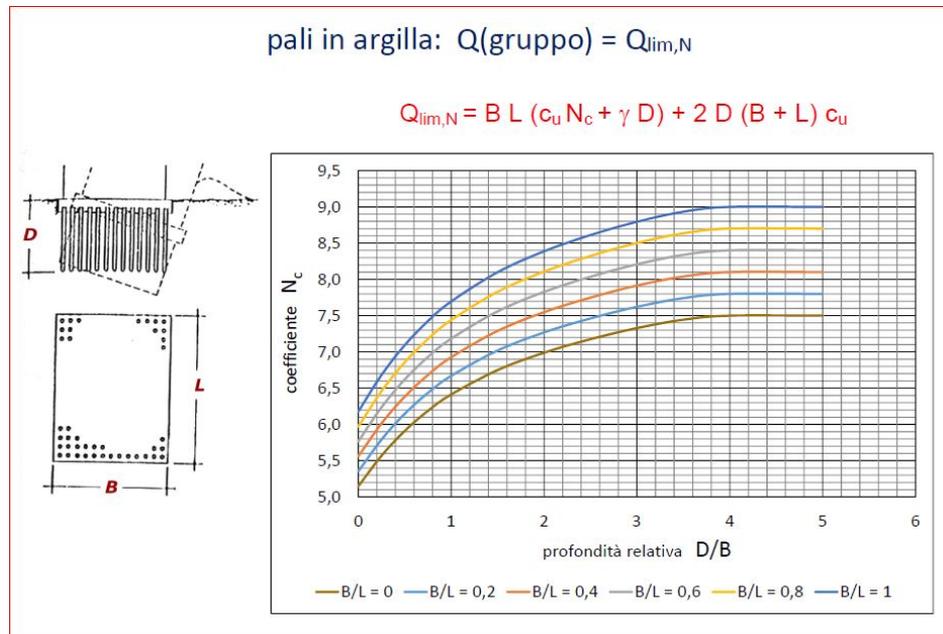
$$E_v = 1 - [2/\pi \cdot \arctg(d/s)] [(f-1)g + (g-1)f] / (f \cdot g)$$

dove s è l'interasse tra i pali di diametro d . f e g sono il numero di righe e di colonne in cui sono disposti i pali.

Nel caso di piccoli gruppi di pali (caso ad es. dei plinti su pali predefiniti in questo programma) conviene utilizzare valori predefiniti in base al numero di pali presenti in ogni plinto (metodo di Feld). Valori di riferimento del coefficiente E_v sono 1.00 per il palo singolo, 0.94 per palo doppio, da 0.82 per 4 pali a 0.72 per 9 pali. Anche qui per terreni incoerenti potrà sempre porsi $E_v=1$.

E' importante scegliere un interasse tra i pali superiore a 3 volte il diametro dei pali, oltre che per motivi economici, anche per ridurre gli effetti dell'interazione che si verifica nel comportamento dei pali.

Per cogliere l'importanza della profondità dei pali rispetto alle dimensioni della platea di collegamento può risultare utile l'utilizzo del seguente abaco in cui $Q(\text{gruppo}) = Q_{\text{tot}}$ sopra definito.



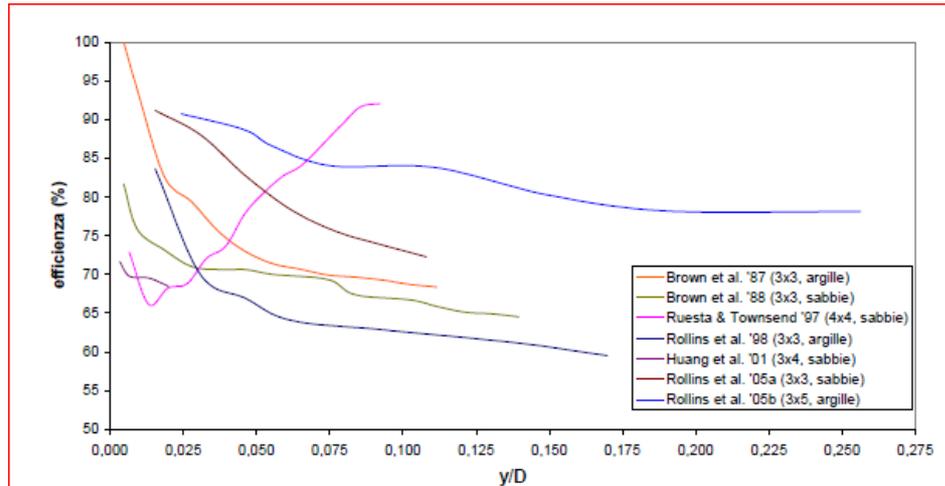
Verifica pali in gruppo per carichi trasversali - Effetti di gruppo nel calcolo lineare

Anche per la determinazione del carico ultimo trasversale complessivo della palificata è necessario mettere in conto degli effetti di gruppo. Detta H_g la forza trasversale di un palo singolo, il valore della forza trasversale totale del gruppo può essere definita dalla seguente formulazione semplificata:

$$H_{\text{tot}} = N E_h H_g$$

dove E_h è l'efficienza trasversale del gruppo.

Il valore di E_h è sempre inferiore dell'unità e tende all'unità solo per valori di s/d maggiori di 5-6 (s = interasse pali; d = diametro pali). E_h decresce con l'aumentare dello spostamento trasversale, si incrementa se i pali sono meno liberi di ruotare in testa. Per $s/d = 3$ si riportano i seguenti grafici sperimentali in funzione di y/D (y è lo spostamento trasversale, D è il diametro dei pali) che possono indirizzare alla scelta di G_e :



E' quindi molto importante aumentare l'interasse s tra i pali per ottenere valori dell'efficienza trasversale prossimi all'unit .

Stante la difficolt  di definire con precisione l'efficienza E_h , anche per la mancanza di estese conferme sperimentali, si consiglia il seguente criterio pratico:

- Per interasse medio tra i pali pari a 3d porre $E_h = 0.7$.
- Per interasse medio tra i pali pari a 6d porre $E_h = 1.0$.
- Per interasse medio tra i pali intermedio tra 3d e 6d porre $E_h =$ al valore interpolato tra i due precedenti.

Evitare assolutamente di porre i pali ad interasse $< 3d$.

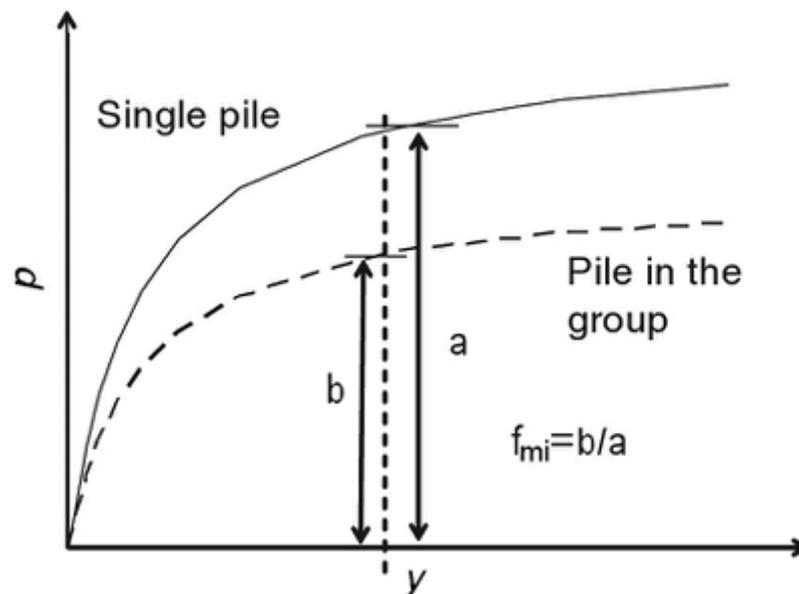
Interazione pali in gruppo per carichi trasversali nel calcolo non lineare con curve di trasferimento p-y

Gli effetti di gruppo per carichi trasversali (che in pratica riducono la resistenza trasversale complessiva dei pali) sono principalmente dovuti all'interazione tra le file dei pali ortogonali alla direzione della risultante delle forze orizzontali agenti (effetto shadowing). Questo effetto fa s  che la forza H orizzontale applicata alla testata dei pali in gruppo non si ripartisca uniformemente tra i pali (supposti tutti uguali tra loro) ma interessi maggiormente i pali appartenenti alla file di testa rispetto a quelli delle file retrostanti.

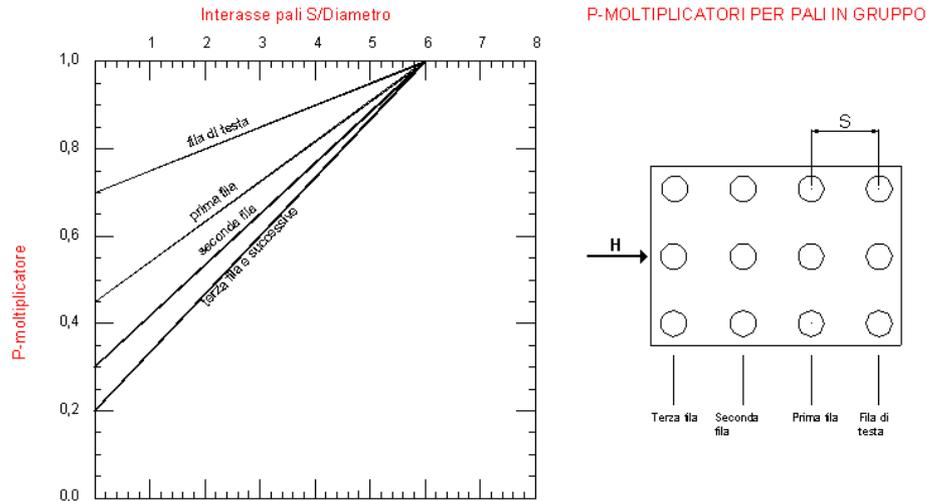
Questo tipo di calcolo viene svolto dal programma solo nel caso si sia selezionata l'opzione di calcolo non lineare palo-terreno (curve p-y non lineari di trasferimento) in quanto la matrice di rigidit  delle molle non lineari di ogni palo vengono modificate per ogni combinazione di carico a seconda della direzione della risultante H delle forze orizzontali corrispondente alla singola combinazione di carico. Quindi da una combinazione all'altra varia l'interazione a seconda della direzione della risultante delle forze orizzontali agenti sulla testata dei pali.

Come gi  osservato precedentemente i pali in gruppo sollecitati da una forza trasversale agente sulla testata di collegamento causano uno

spostamento orizzontale della testata stessa maggiore di quello che si avrebbe considerando la somma delle rigidità trasversali dei pali prese isolatamente. L'interazione tra i pali dipende dal loro interasse (per interassi maggiori di 6 volte il diametro l'interazione diventa trascurabile), dalla direzione e dal verso del carico orizzontale applicato. Il metodo dei coefficienti di influenza descritto da *Poulos* in [4] con riferimento al continuo elastico ed ai soli carichi statici non conduce a risultati soddisfacenti nel caso di sollecitazioni dinamiche di natura sismica in quanto le rigidità ridotte dei pali alla traslazione orizzontale pur risultando dipendenti dalla direzione della risultante sismica sono indipendenti dal relativo verso (in quanto non colgono l'effetto 'shadowing' rilevato sperimentalmente). Alle complicate soluzioni analitiche di tipo elastico che impiegano il suddetto metodo dei coefficienti di influenza in campo complesso (impedenze) si è preferito implementare nel programma il metodo dei P-Moltiplicatori molto diffuso negli Stati Uniti in associazione all'uso delle curve *P-y*. I P-moltiplicatori sono fattori di riduzione empirica (il cui valore non supera 1,0) della curva caratteristica pressione-spostamento *p-y* (vedi figura seguente). Una delle principali limitazioni del metodo delle curve *P-y* è costituito dal fatto che sono insensibili al livello degli spostamenti orizzontali (maggiore è lo spostamento della testata dei pali, minore è la pressione limite da assegnare al terreno).



Essi sono ottenuti sperimentalmente da tests su pali in gruppo. L'abaco nella sottostante figura (proposto da R.L. Mokwa) viene utilizzato dal programma per la valutazione del valore dei moltiplicatori per ciascuna fila di pali ortogonale alla direzione della forza *H* applicata. Si noti che la fila di testa è la prima fila a destra quando la forza orizzontale è diretta da sinistra a destra. Detta fila di testa risulta più sollecitata delle file seguenti e, di conseguenza, ai pali che la compongono spetta il valore più alto del moltiplicatore. Le file successive a causa della sovrapposizione delle deformazioni a taglio del terreno (effetto 'shadowing') assorbono quote via via inferiori del carico orizzontale *H*. A patto di assicurare un interasse *S* maggiore di 3 volte il diametro del palo i moltiplicatori di una stessa fila possono essere assunti tutti uguali tra loro.



Il valore del moltiplicatore viene inoltre considerato costante lungo tutto il fusto di ognuno dei pali per cui tutte le curve costitutive $p-y$ assegnate per un palo sono affette dallo stesso valore del moltiplicatore. Se nella finestra dei *Dati Generali* del programma si seleziona l'opzione relativa all'interazione orizzontale, i detti moltiplicatori sono alternativi alla valutazione dell'Efficienza di gruppo per carichi trasversali (automaticamente posta pari a 1).

Interazione dei pali in gruppo per carichi assiali

In genere i cedimenti delle palificate negli stati limite di esercizio sono modesti anche senza mettere in conto l'interazione assiale tra i pali. Ma nel caso in cui i pali vengono utilizzati nelle fondazioni miste (anche come riduttori dei cedimenti di una platea in contatto col terreno e di cui si considera la portanza), diventa obbligatorio (cfr. § 6.4.3.3 NTC) valutare il relativo effetto sui cedimenti e le sollecitazioni che detta interazione produce. Il programma prevede (nella finestra dei dati generali) una apposita opzione per mettere in conto detta l'interazione assiale. In programma il relativo calcolo è basato sulla determinazione dei coefficienti di influenza. Il singolo coeff. di influenza i_j rappresenta l'effetto sul cedimento del palo i quando viene caricato il palo j . Per i coeff. di influenza si è assunta la formulazione analitica di Lancellotta [cfr.7]^[207], con le ipotesi che per il campo di spostamenti valga la sovrapposizione degli effetti:

$$i_j = 1 - (\ln(r/r_0) / \ln(r_m/r_0))$$

$$i_j = 1 \quad \text{per } i=j$$

in cui:

r è la distanza tra gli assi dei pali i, j

r_0 è il raggio dei pali

r_m è la distanza di estinzione (o raggio magico, già definito sopra) oltre la quale l'interazione tra i due pali è trascurabile.

Il cedimento complessivo elastico w_i del generico palo i (somma del cedimento prodotto dal proprio carico Q_i e dalle aliquote indotte dai pali adiacenti) è quindi dato da:

$$w_i = \sum_j \alpha_{ij} (Q_j/K_j) \quad j=1\dots N$$

in cui K è la rigidità assiale del generico palo.

Scrivendo la precedente relazione in forma matriciale si ha:

$$\{w_i\} = [\alpha_{ij}/K_j] \{Q_j\}$$

Per determinare le rigidità da assemblare successivamente nel sistema generale è necessario invertire la matrice quadrata delle deformabilità $[\alpha_{ij}/K_j]$.

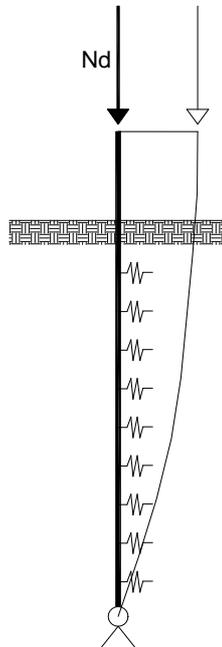
Nel caso in cui la rigidità assiale non sia lineare (come nel caso delle ultime due tipologie di pali prima descritte) sarebbe necessario, ad ogni iterazione, aggiornare tutti i coeff. di influenza in base alle variate rigidità assiali dei pali e quindi invertire il sistema. Detto procedimento viene effettuato dal programma ma in modalità più snella aggiornando le sole rigidità poste sulla diagonale principale e lasciando immutate le restanti rigidità miste in quanto queste ultime variano poco (Caputo e Viggiani 1984).

Gli effetti dell'interazione assiale tra un gruppo di pali collegati da una platea (considerata qui molto rigida e staccata dal terreno) sono i seguenti:

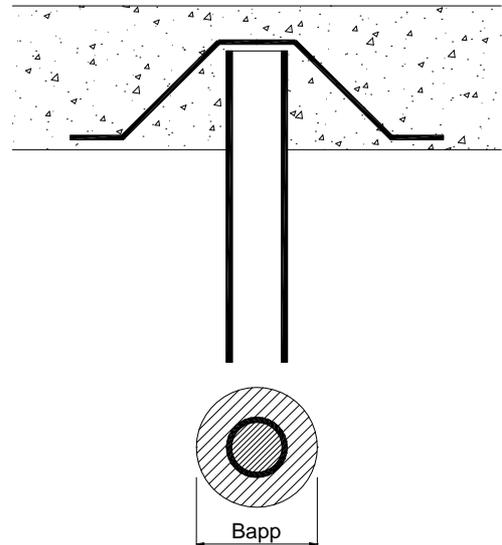
- i pali di bordo sono quelli maggiormente sollecitati in quanto più rigidi;
- nel caso di pali ugualmente caricati assialmente: i pali centrali mostrano cedimenti (con sforzo assiale minore) maggiori e rispetto a quelli periferici; l'entità di questi cedimenti differenziali dipende anche dalla rigidità della platea di collegamento che va sempre considerata nel calcolo con il suo reale valore (sia pure elastico) in quanto la verifica della sua resistenza strutturale è necessaria per assicurare l'equilibrio del sistema fondale;
- l'interazione cresce al diminuire dell'interasse s tra i pali e al crescere della lunghezza L dei pali;
- l'interazione diminuisce nel caso in cui il terreno sotto la base sia molto rigido;
- l'incremento dei cedimenti medi dovuti all'interazione può essere particolarmente grave nel caso di platee estese le cui dimensioni in pianta siano superiori alla lunghezza dei pali.

Calcolo micropali

SCHEMA DI CALCOLO CARICO CRITICO



ANCORAGGIO MICROPALI



Il programma considera due tipi di micropali ad iniezione tipo Tubfix:

- Il tipo **IGU** ad **Iniezione Globale Unica** effettuata su tutta la lunghezza del palo
- Il tipo **IRS** ad **Iniezione Ripetuta Selettiva** che interessa solo la parte inferiore del palo dove il terreno mostri una maggiore consistenza (la parte superiore del palo lunga almeno 4-5 metri non viene conteggiata nella resistenza assiale).

Per effetto dell'iniezione il diametro D della perforazione diventa $D_s = \text{Alfa} \cdot D$ in cui il coeff. Alfa di amplificazione dipende dal tipo di iniezione effettuata (IGU o IRS) e dal tipo di terreno: i coeff. Alfa utilizzati nel sottoprogramma [4.8 Resistenza compressione micropalo](#)^[157] sono tratti dal volume Piles and Pile foundations (Viggiani, Mandolini, Russo).

Se le indagini vengono svolte col pressimetro Menard (consigliate) ottenendo il valore della pressione limite P_{lim} , la tensione tangenziale resistente agente sul perimetro iniettato del palo s viene valutata con la relazione: $s = A + B \cdot P_{lim}$ in cui A e B sono coeff. empirici dipendenti dal tipo di terreno.

La pressione di iniezione P_g deve essere $> P_{lim}$ nei micropali IRS mentre, nei micropali IGU varia da $0,5 P_{lim}$ a P_{lim} . Se le indagini vengono svolte con prove penetrometriche SPT, si ottiene il valore N_{spt} e quindi la tensione tangenziale $s = C + D \cdot N_{spt}$ in cui C e D sono parametri empirici dipendenti dal tipo di terreno.

Il valore caratteristico della resistenza $Q_k = s \cdot P \cdot L_s$ viene infine stimato sul perimetro P espanso (iniettato) del palo e sulla lunghezza del palo L_s iniettata (per i micropali IRS L_s è limitata alla lunghezza del bulbo inferiore).

I micropali considerati nel programma sono costituiti da un tubo da carpenteria in acciaio tipo S 235H - S 275H - S 355H. Tale tubo è circondato da un manicotto cilindrico di conglomerato cementizio, iniettato dall'interno del tubo, la cui superficie esterna a contatto col terreno trasmette la portanza al micropalo sia in riferimento ai carichi assiali, sia in riferimento ai carichi trasversali per i quali si considera il diametro del manicotto (Bapp in figura) quale larghezza di contatto palo-terreno.

A favore di sicurezza si considera resistente alle sollecitazioni lungo tutto il palo la sola sezione tubolare in acciaio. A causa della notevole snellezza la verifica delle sezioni è sempre preceduta dalla determinazione del carico critico effettuato dal programma secondo lo schema rappresentato in figura. Nello schema il fusto del micropalo può avere un tratto superiore libero (modellazione eventuale distacco tra la testata ed il terreno), l'estremità superiore è considerata libera non solo di ruotare ma anche di traslare (a differenza degli schemi a cerniera fissa adottati da altri programmi); l'interazione palo-terreno lungo il tratto di palo immerso nel sottosuolo è modellata alla Winkler in base alle curve $P-y$ (lineari o non lineari) assegnate nell'*archivio tipologie pali*; si trascura (a favore di sicurezza) la riduzione dello sforzo normale lungo il fusto trascurando le tensioni tangenziali assiali che si sviluppano lungo la superficie laterale a contatto col terreno; come conseguenza viene vincolata con cerniera fissa la sola estremità inferiore del micropalo. Il calcolo del carico critico viene effettuato con un procedimento iterativo che tiene conto sia della non linearità (eventuale) delle molle alla Winkler che di quella dovuta alle deformazioni del second'ordine che si sviluppano in funzione del carico applicato. Il palo tubolare in acciaio viene invece considerato a comportamento indefinitamente elastico. Per avviare il procedimento si assegna una deformazione iniziale dell'asse del palo rappresentata da una semiarco di seno (vedi figura) con ampiezza massima (all'estremo superiore) pari ad $1/1000$ della luce del palo. Il programma incrementa iterativamente il valore dello sforzo normale fino ad individuare il valore di N critico per il quale viene superato (biforcazione dell'equilibrio) lo spostamento ultimo prefissato per la testata dei pali.

3.4 3.4 Fondazioni miste

Di solito nel caso di platee su pali la portanza del terreno sotto la platea non viene considerata nel calcolo e, quindi, sono solo i pali a trasferire i carichi al terreno.

Sia nel caso di platee su pali che di graticci di travi di fondazione su pali è possibile considerare che un'aliquota del carico totale di progetto venga trasferita al terreno alla platea (o alle travi di fondazione). Questa possibilità è però condizionata sia dalla accertata discreta portanza del terreno a contatto della platea, sia dalla effettuazione di un'analisi di interazione tra terreno-pali-platea che porti alla determinazione dell'aliquota dei carichi verticali di pertinenza della platea (§ 6.4.3 NTC).

Va detto preliminarmente che evidenze sperimentali (effetto ombra) dimostrano che per rapporti $s/d < 3 \div 4$ (in cui s/d = interasse tra i pali / diametro pali) la collaborazione della platea alla resistenza è trascurabile; di conseguenza per rapporti s/d inferiori a quelli indicati la suddetta analisi di interazione è inutile e conviene affidare la portanza geotecnica della fondazione ai soli pali. Se viceversa è possibile distanziare maggiormente i pali tra loro si otterrà una maggiore portanza della platea ed una contestuale riduzione del numero dei pali (con relativo vantaggio economico). Anche le travi su pali possono costituire fondazioni miste se possono esibire una significativa portanza esprimibile con un proprio coefficiente K_w di sottofondo.

Per plinti predefiniti su pali non è, in ogni caso, prevista la contemporanea portanza della soletta anche se a contatto del terreno.

Una prima interazione tra la platea ed i pali viene assunta riducendo con un fattore $c_p = 0.8$ il coefficiente di winkler di tutti i campi della platea su pali: analisi rigorose condotte da Randolph e Clancy (Randolph & Clancy, 1993) hanno, infatti, mostrato che c_p tende al valore costante pari a circa 0.8, indipendentemente dalla configurazione dei pali (cioè numero N , interasse s , snellezza L/d).

Per un'analisi dell'interazione tra platea e pali minimamente soddisfacente è, inoltre, necessario considerare il comportamento altamente non lineare dei pali per azioni assiali. A questo scopo va assunto il diagramma carichi-cedimenti iperbolico di Chin (da selezionare nella finestra dei [Dati Generali](#)^[47]). Per la valutazione dei cedimenti assiali nelle combinazioni di esercizio SLE è, inoltre, necessario mettere in conto anche l'interazione assiale tra i pali (da selezionare nella finestra dei [Dati Generali](#)^[47]).

Il comportamento 'sostanzialmente elastico' della platea è assicurato dalle NTC 2018 (§ 7.5) che impongono le corrispondenti verifiche per tutte le strutture di fondazione.

La semplificazione qui assunta di considerare lineare alla winkler l'interazione tra la platea ed il terreno comporta la necessità che in tutte le combinazioni il terreno non debba mai presentare tensioni di contatto di trazione (no sollevamento platea).

Il valore K_w^* della costante di winkler assunta dal programma per il singolo campo di platea viene calcolata col seguente prodotto:

$$K_w^* = K_w \cdot c_p \cdot$$

in cui

- K_w è la costante di sottofondo assegnata in input nell'[Archivio Campi](#)^[74].
- Va assunta con differenti valori: nelle combinazioni SLE è data dal rapporto tra i carichi verticali di esercizio e la deformazione media a lungo termine della platea sottoposta ai carichi stessi. Nelle combinazioni SLU è data dal rapporto tra i carichi SLU e la deformazione media istantanea. Ovviamente vanno sempre eseguiti due distinti calcoli per le combinazioni SLE ed SLU.
- c_p è un ulteriore fattore riduttivo che mette in conto la riduzione dell'area di contatto della platea a causa della presenza dei pali.

La semplificazione per aver considerato i coeff. K_w della platea lineari oltre a rendere necessario la doppia valutazione SLE ed SLU non prevede la possibilità di sollevamento della platea nel caso di

forti momenti ribaltanti (cioè la tensione di contatto platea terreno deve essere sempre di compressione).

Il comportamento assialmente non lineare dei pali comporta la determinazione dei parametri n , m della legge costitutiva dell'iperbole (carico Q - cedimento w [vedasi § 3.4¹²⁸]) sulla base di apposite prove di carico (vedasi § 4.4¹⁴³). In fase di progetto, purtroppo, solo raramente dette prove possono essere svolte. Per sopperire alla mancanza delle prove dirette può effettuarsi il calcolo analitico del carico Q_{lim} di collasso del palo sulla base dei parametri geotecnici desunti dalle verticali di indagine effettuate. Data l'equazione dell'iperbole di Chin:

$$Q = w / (m + n \cdot w)$$

Il parametro $n = 1/Q_{lim}$. Per ricavare il secondo parametro m può utilizzarsi la circostanza che le NTC definiscono come carico assiale di progetto Q_d quello corrispondente al cedimento \underline{w} pari a $0.1 D$ per pali con diametro $D < 80\text{cm}$ e a $0.05 D$ per pali aventi diametro superiore. Quindi una volta fissato il valore di progetto Q_d (noto già Q_{lim}) ed il cedimento \underline{w} basta risolvere rispetto a m l'equazione dell'iperbole:

$$m = \underline{w} (1 - n \cdot Q_d) / Q_d$$

Nelle combinazioni SLU ed SLE le NTC fissano $Q_d = Q_k / R3 = Q_k / 2.3$.

Se i pali sono impiegati solo per la riduzione dei cedimenti nelle combinazioni SLE può (in questo tipo di combinazioni) assumersi $Q_d = Q_k$.

Verifiche SLU platea e pali

Nelle combinazioni allo SLU il § 6.4.3.3 pone (per l'analisi di interazione tra terreno e fondazione mista) le seguenti ulteriori restrittive condizioni di verifica alle SLU di tipo geotecnico:

- La resistenza di progetto dei pali in gruppo va calcolata dividendo la somma delle resistenze caratteristiche dei pali per il coeff. parziale di capacità 2.3 (tab.6.4.1). E' quindi necessario sostituire quest'ultimo valore, nella finestra della tipologia prescelta per i pali, a quello della resistenza di progetto calcolata in base al § 6.4.3.1.1 NTC. Detta resistenza va sommata a quella della platea la cui resistenza ultima va divisa (come di norma) per lo stesso coeff. parziale.
- Limitatamente alle azioni verticali è necessaria una doppia verifica sia a breve che a lungo termine. Nell'ambito delle ipotesi di calcolo previste nel presente programma ciò si traduce in una doppia valutazione della costante di sottofondo k_w della platea. Nel caso delle verifiche SLU k_w va valutata con riferimento ai cedimenti immediati elastici; iù gravosa è quella a lungo termine.

Verifiche SLE platea e pali

Poichè nelle verifiche delle combinazioni SLE (§ 6.4.3.4 NTC) per una migliore previsione dei cedimenti e delle loro conseguenze sulla resistenza delle strutture di fondazione ed elevazione, si richiede (oltre che di considerare gli effetti di gruppo sopra citati) di considerare anche gli effetti di interazione tra i pali. Fatta questa premessa, **si ritiene che le combinazioni SLE debbano essere calcolate separatamente dalle combinazioni SLU. Più precisamente dopo aver effettuato il calcolo di resistenza con le sole combinazioni SLU (con gli opportuni valori dei coeff. di efficienza E e G), si ritiene necessario effettuare un secondo calcolo in cui (oltre ai coeff. di efficienza E, G) siano presenti le sole combinazioni di esercizio SLE attivando, in questo secondo calcolo, l'opzione prevista in programma per la esplicita calcolazione dell'interazione tra i pali.** Oltre alle combinazioni SLE vanno inserite altrettante combinazioni SLU con gli stessi valori delle combinazioni SLE per consentire anche una verifica di resistenza strutturale a seguito delle possibili forti distorsioni causate dall'interazione: se le armature progettate in questo secondo calcolo dovessero essere maggiori (in qualche elemento strutturale) occorrerà tenerne conto negli esecutivi delle armature calcolate nel primo calcolo SLU.

Per una stima corretta dei cedimenti in esercizio è molto importante il calcolo dell'Interazione pali in gruppo per carichi assiali (§3.3¹¹⁰).

Verifica dei pali per la sola funzione di riduzione e regolazione degli spostamenti

Questo caso si verifica quando il terreno sotto la platea è in grado da solo offrire sufficiente portanza allo SLU ma a costo di cedimenti e/o distorsioni eccessivi tali da compromettere sia la resistenza strutturale allo SLU della platea e dei pali e delle verifiche SLE (spostamenti e distorsioni compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione).

Quindi anche se la platea da sola è in grado di resistere (grazie alla sufficiente resistenza del terreno di fondazione), è comunque necessaria la verifica agli SLU della struttura mista. Naturalmente seguita dalla fondamentali verifiche agli SLE che da sole hanno comportato la necessità dell'impiego dei pali per il controllo dei cedimenti allo SLE.

In questi casi si consiglia di utilizzare prudenzialmente come valore della resistenza dei pali quella di progetto fornita dall'applicazione del § 6.4.3.1.1 sia per le verifiche SLU che per quelle SLE.

La collaborazione con la platea consente una notevole riduzione del numero dei pali tanto maggiore quanto più è possibile incrementare il loro interasse (ovviamente contenendo i cedimenti e le distorsioni nei valori ammissibili prefissati).

3.5 3.5 Calcolo plinti superficiali

Il singolo plinto rigido superficiale viene considerato nel calcolo come una sottostruttura la cui matrice di rigidezza K_{PL} viene assemblata nel nodo del piano di fondazione a cui è stato associato nella fase di input della struttura.

Poichè, per ipotesi, nel piano di fondazione il programma non consente spostamenti in direzione X ed Y e neanche rotazioni intorno all'asse verticale generale Z, il legame forze-spostamenti di un plinto è esprimibile con la seguente relazione matriciale:

$$\begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ P_z \end{Bmatrix} = K_w \begin{Bmatrix} J_x & -J_{xy} & S_x \\ J_{xy} & J_y & -S_y \\ S_x & -S_y & A_c \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \varphi_x \\ \varphi_y \\ \eta_z \end{Bmatrix}$$

In cui:

M_x, M_y, P_z sono le forze nel nodo baricentrico generate dai 3 spostamenti unitari $[\varphi_x, \varphi_y, \eta_z]$

K_w è la costante di sottofondo (di Winkler)

J_x, J_y, J_{xy} sono i momenti d'inerza e centrifugo della sezione rettangolare di base rispetto al baricentro

S_x, S_y sono i momenti statici della sezione di base

Una volta risolto il sistema generale si ottengono (per ogni combinazione) i valori degli spostamenti $\varphi_x, \varphi_y, \eta_z$ che consentono di individuare il piano delle pressioni sotto la base del plinto di equazione $p = a x + b y + c$ in cui:

$$a = K_w \cdot \varphi_x$$

$$b = -K_w \cdot \varphi_y$$

$$c = a = K_w \cdot \eta_z$$

VERIFICHE STRUTTURALI

Vengono considerate 4 sezioni convenzionali di verifica a flessione situate a filo dei lati del pilastro. L'altezza di ogni sezione è sempre pari a quella del plinto, la larghezza è presa pari a quella di ogni lato + 2 volte l'altezza del plinto (ipotesi di diffusione a 45°). Il momento flettente che sollecita ognuna delle 4 sezioni è dato dal momento della risultante delle pressioni agenti all'esterno della sezione di verifica. Vengono così definite i due ordini di armature ortogonali parallele ai lati x ed y del plinto.

La verifica a punzonamento viene eseguita in conformità dei §6.4.4 EC2 (in assenza di armature a taglio se le armature longitudinali lo

consentono) e §6.4.5 EC2 (con l'aggiunta di barre piegate a taglio in quanto la verifica a taglio senza armature trasversali non è soddisfatta). In particolare il perimetro critico viene calcolato ad una distanza dal filo del pilastro pari all'altezza utile d dello spessore del plinto. Se il pilastro ricade nella zona centrale del plinto lo sforzo di progetto del punzonamento N_{Ed} viene amplificato con il seguente fattore [(6.43) EC2]:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2}$$

dove:

e_y , e_z sono le eccentricità M_{Ed}/N_{Ed} secondo gli assi y e z rispettivamente;

b_y , b_z sono le dimensioni del perimetro critico rettangolare di verifica.

Se il pilastro è situato in prossimità del bordo della pianta del plinto viene assunto $\beta = 1.4$.

Se il pilastro è situato in prossimità dello spigolo della pianta del plinto viene assunto $\beta = 1.5$.

Viene, altresì, verificato il punzonamento lungo il perimetro del pilastro assumendo come punzonamento resistente $N_{Rd} = \tau_{max} \cdot u \cdot d$

dove:

$\tau_{max} = 0.25 \cdot f_{cd}$ è la tensione tangenziale resistente

u è il perimetro efficace del pilastro

d è l'altezza utile dello spessore del plinto

VERIFICHE GEOTECNICHE

La verifica del carico limite verticale viene effettuata confrontando la pressione limite di progetto P_d del terreno (assegnata tra i dati di input nell'Archivio Plinti) con quella P_e ottenuta dividendo il carico verticale totale R_z agente sul plinto per l'area efficace A_{eff} dell'impronta del plinto:

$$P_e = R_z / A_{eff} \leq P_d$$

con:

$$A_{eff} = (L_x - 2 E_x) (L_y - 2 E_y)$$

L_x, L_y lati della base del plinto

E_x, E_y eccentricità del carico verticale agente sulla base del plinto:

$$E_x = M_y / R_z; \quad E_y = M_x / R_z$$

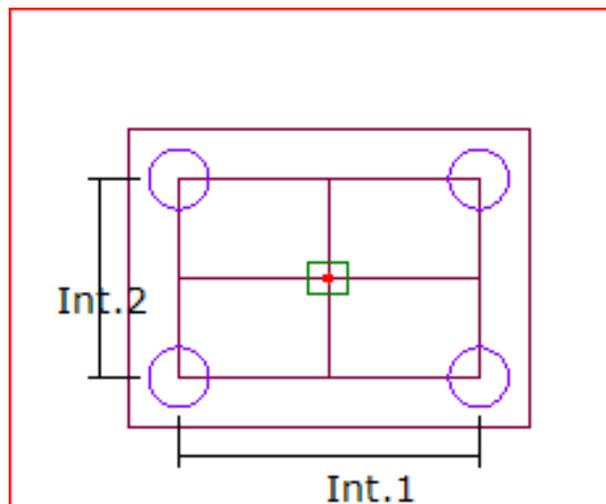
nei momenti M_y ed M_x sono inclusi (oltre a quelli trasmessi dal pilastro e a quelli prodotti dal carico verticale se il plinto è eccentrico) anche quelli prodotti dai tagli orizzontali V_x, V_y agenti sull'estradosso del plinto ed aventi come braccio lo spessore del plinto.

Nel caso di terreno incoerente (drenato) la verifica a scivolamento viene svolta confrontando la risultante delle forze orizzontali V_x, V_y agenti sul plinto con la resistenza di attrito fornita da $R_z \cdot \tan(\phi)$.

Nel caso di terreno coerente (non drenato) la resistenza è fornita da $A_{eff} \cdot C_u$.

L'angolo di attrito o la coesione non drenata C_u vanno sempre assegnati nell'Archivio plinti.

3.6 3.6 Calcolo plinti su pali predefiniti



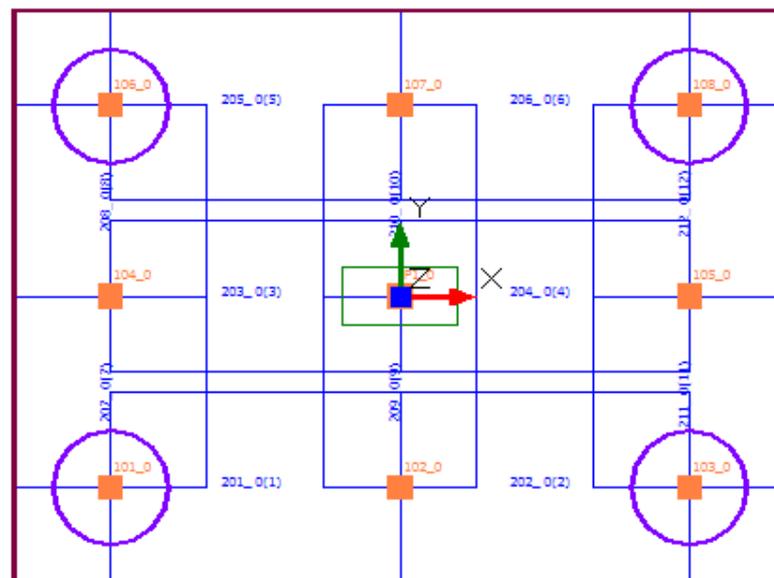
I plinti su pali predefiniti vengono assegnati nell'[Archivio Tipologie Plinti](#)⁷⁵. A partire dalla presenza di un pilastro centrale dotato di eventuale bicchiere, possono modellare plinti su 2, 4, 5, 6, 8, 9 pali posti nei vertici di un graticcio (equivalente alla soletta di testata dei pali) di 2 o 12 travi (vedi figura) che collegano i pali posti nelle 9 possibili intersezioni nodali delle travi.

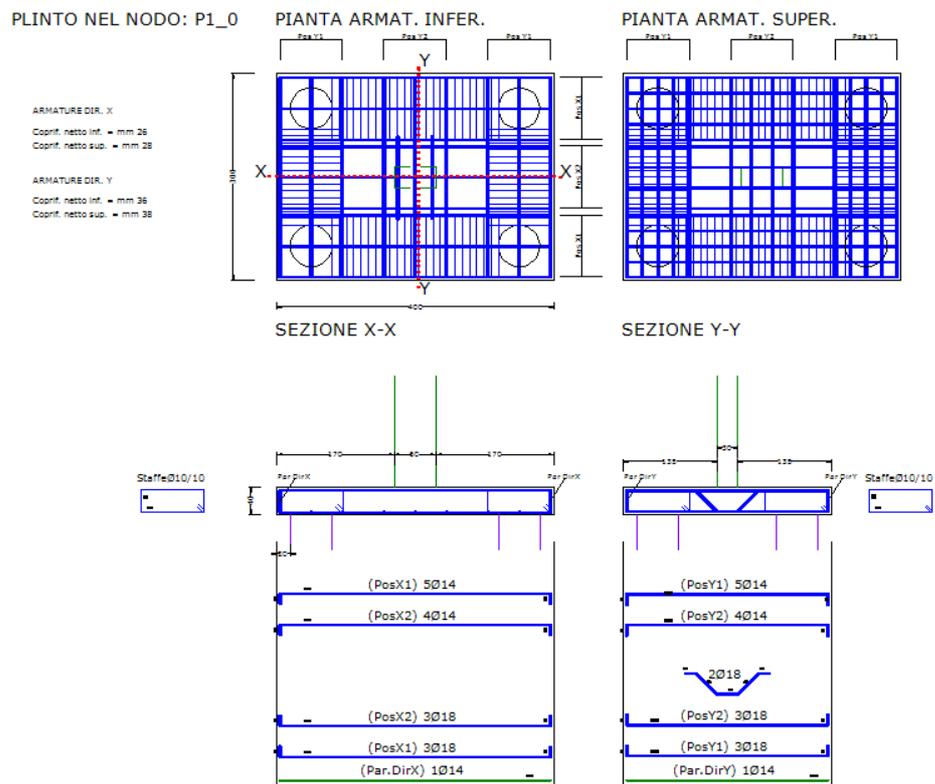
Questa modellazione a graticcio consente di tener conto della deformabilità a flessione e taglio del plinto che incide notevolmente sulla ripartizione dei carichi e degli sforzi trasmessi ai pali unitamente all'interazione assiale tra i pali nel caso di combinazioni di carico allo SLE.

Nel caso di plinti su pali di forma planimetrica diversa o con diverso numero e/o posizionamento dei pali, la modellazione andrà effettuata mediante campi di piastra di forma quadrilatera generica con i pali posti nei vertici prescelti di tali campi. In alternativa ai campi sarà sempre possibile modellare il plinto generico con un graticcio di travi equivalenti.

Nel caso di plinto predefinito su due pali vengono generate solo le due travi che collegano il pilastro ai due pali di estremità; le due travi vengono

armate a flessione e taglio. Nel caso di plinti predefiniti con 4 o più pali le 8 travi perimetrali vengono armate a flessione con barre longitudinali superiori ed inferiori ed a taglio mediante staffe. Le 4 travi centrali vengono armate a flessione con le barre longitudinali mentre a taglio viene eseguita una prima verifica in assenza di armatura trasversale come indicato nel § 4.1.23 NTC; se questa verifica dà esito negativo l'intera sollecitazione di taglio viene assorbita da barre piegate a 45°. **Lo schema di calcolo a graticcio di travi, assunto per questa tipologia di plinti, rende superflua la verifica a punzonamento per pali e pilastro in quanto sostituita da quella a taglio delle singole travi.** Nel sottostante grafico di esempio di un plinto su 5 pali si possono notare (in blu) le dimensioni in pianta delle 12 travi del graticcio. Nel grafico successivo sono esposte le armature progettate per un semplice caso di carico verticale proveniente dal pilastro.





L'output di seguito riportato delle verifiche a taglio mostra come le travi interne n. 3 e n. 4 del graticcio risultano verificate a taglio in assenza di armature trasversali, mentre le travi interne n. 9 e n. 10 vengono verificate con 2 barre piegate che assorbono l'intero taglio.

VERIFICHE SEZIONI COMB.CARICO 1^ (SLU)' (Stato Limite Ultimo)

- Trave	Numero d'ordine assegnato alle travi del graticcio come sopra indicate
- Sezione:	Iniziale/Finale delle travi del graticcio
- Ver(S/N):	Esito positivo (S) o negativo (N) delle verifiche sezionali
- M, V, T	Sforzi di flessione (M), taglio (V), torsione (T) nelle sezioni espressi in kN e m
- Mult	Momento ultimo resistente della sezione (sforzo normale posto = 0)
- Vrcd (travi perimetrali)	Frazione del taglio resistente assorbita dai puntoni di calcestruzzo ex (4.1.2)NTC
- Vrcd (travi interne)	Taglio resist. in assenza di piogati ex (4.1.23)NTC (valore non conteggiato se < del taglio di progetto)
- Vrw d	Frazione del taglio resistente assorbita dalle armature trasversali ex (4.1.27)NTC
- Trdu	Momento Torcente resistente ultimo lato calcestruzzo
- Sic. VT	Misura sicurezza congl. a Taglio-Torsione (T/Trdu+Vsdu/Vrcd). Sezione verificata se <=1,00

Trave	Sezione	Ver(S/N)	M kNm	V kN	T kNm	Mult	Vrcd	Vrw d	Trdu	Sic. VT
1	Iniziale	S	-46.48	-84.62	0.84	-106.52	791.01	475.44	0.00	0.107
1	Finale	S	65.82	65.12	0.84	105.69	791.01	475.44	0.00	0.082
2	Iniziale	S	65.82	65.12	-0.84	105.69	791.01	475.44	0.00	0.082
2	Finale	S	-46.48	-84.62	-0.84	-106.52	791.01	475.44	0.00	0.107
3	Iniziale	S	-54.28	-95.77	0.00	-85.27	116.21	0.00	0.00	0.107
3	Finale	S	77.67	80.17	0.00	103.83	116.21	0.00	0.00	0.107
4	Iniziale	S	77.67	80.17	0.00	103.83	116.21	0.00	0.00	0.107
4	Finale	S	-54.28	-95.77	0.00	-85.27	116.21	0.00	0.00	0.107
5	Iniziale	S	-46.48	-84.62	-0.84	-106.52	791.01	475.44	0.00	0.107
5	Finale	S	65.82	65.12	-0.84	105.69	791.01	475.44	0.00	0.082
6	Iniziale	S	65.82	65.12	0.84	105.69	791.01	475.44	0.00	0.082
6	Finale	S	-46.48	-84.62	0.84	-106.52	791.01	475.44	0.00	0.107
7	Iniziale	S	-21.56	-60.88	-0.93	-105.53	769.04	462.23	0.00	0.079
7	Finale	S	32.82	47.88	-0.93	104.78	769.04	462.23	0.00	0.062
8	Iniziale	S	32.82	47.88	0.93	104.78	769.04	462.23	0.00	0.062
8	Finale	S	-21.56	-60.88	0.93	-105.53	769.04	462.23	0.00	0.079
9	Iniziale	S	-49.93	-130.23	0.00	-84.54	114.01	225.31	0.00	0.079
9	Finale	S	75.11	119.83	0.00	102.18	114.01	225.31	0.00	0.079
10	Iniziale	S	75.11	119.83	0.00	102.18	114.01	225.31	0.00	0.079
10	Finale	S	-49.93	-130.23	0.00	-84.54	114.01	225.31	0.00	0.079
11	Iniziale	S	-21.56	-60.88	0.93	-105.53	769.04	462.23	0.00	0.079
11	Finale	S	32.82	47.88	0.93	104.78	769.04	462.23	0.00	0.062
12	Iniziale	S	32.82	47.88	-0.93	104.78	769.04	462.23	0.00	0.062
12	Finale	S	-21.56	-60.88	-0.93	-105.53	769.04	462.23	0.00	0.079

3.7 Risoluzione sistema equazioni

All'inizio del capitolo si è detto che la risoluzione della struttura consiste nella soluzione del sistema lineare

$$\mathbf{A} \mathbf{Y} = \mathbf{B}$$

in cui

A è la matrice di rigidezza quadrata e simmetrica della intera struttura di dimensioni (6*N,6*N) essendo N il numero dei nodi e 6 i gradi di libertà di ogni nodo; questa matrice si ottiene per assemblaggio delle le matrici di rigidezza di tutti gli elementi presenti.

Y è il vettore degli incogniti spostamenti di tutti i nodi (per un totale di spostamenti pari a di 6*N)

B è il vettore delle forze di incastro perfetto anch'esso ottenuto per assemblaggio

In realtà per ridurre le dimensioni della matrice **A** ed ottenere una soluzione più efficiente nel caso di sistemi di migliaia di equazioni vengono effettuate le seguenti operazioni preliminari:

- Eliminazione delle equazioni con gradi di libertà bloccati per la presenza di vincoli fissi.
- Rinumerazione dei nodi in modo da ridurre la larghezza della semibanda dei coefficienti non nulli.

- Sostituzione della matrice quadrata con un vettore che, sfruttando la simmetria della matrice **A**, stiva solo i termini presenti sulla diagonale principale e nella semibanda escludendo la memorizzazione di tutti i termini nulli esterni alla semibanda.
- Equazione per equazione viene variato il numero dei termini della semibanda in base alla effettiva presenza di termini non nulli (skyline della semibanda).

Compite le suddette operazioni il sistema generale viene risolto col metodo di Crot nella formulazione esplicitata anche mediante istruzioni fortran nel volume [4]^[207].

3.8 3.8 Calcolo delle armature

Il calcolo delle armature è stato svolto secondo tutte le indicazioni fornite nei capitoli 4 e 7 delle NTC 2018.

Gli algoritmi impiegati sono esposti in dettaglio nel manuale del programma RC-SEC (calcolo sezioni in c.a. agli stati limite) sviluppato da questa stessa Software house.

4 4 Programmi di servizio

Allo scopo di facilitare la determinazione di alcuni dati particolari da assegnare nel programma principale, sono stati sviluppati i seguenti programmi di servizio:

- **Verifica ribaltamento plinto** (§ 4.1^[139])
- **Dimensionamento bicchiere per plinto** (§ 4.2^[141])
- **Carico limite fondazioni superficiali** (§ 4.3^[142])
- **Resistenza compressione palo singolo da prove di carico** (§ 4.4^[143])
- **Resistenza compressione palo da calcolo analitico** (§4.5^[148])
- **Resistenza trazione palo da calcolo analitico** (§4.6^[152])
- **Resistenza trasversale palo (Broms)** (§4.7^[154])
- **Resistenza compressione micropalo** (§4.8^[157])
- **Cedimenti e stima kwinkler fondazioni superficiali** (§4.9^[159])
- **Cedimenti di consolidazione fondazioni superficiali** (§4.10^[162])

4.1 4.1 Verifica ribaltamento plinto

VERIFICA AL RIBALTAMENTO DI PLINTO POLIGONALE RIGIDO

Coef. parziale di sicurezza al ribaltamento (tab. 6.5.I NTC): 1,15

Geometria Plinto rigido

RETTANGOLARE:

POLIGONO REGOLARE INSCRITTO: N° Lati: 20 m Diametro: 4,00 m

POLIGONO DI FORMA GENERICA:

ALTEZZA COMPLESSIVA PLINTO: 1,20 m

Area Impronta di base: 12,36 m²

Pesi del Plinto applicati nel baricentro della sua base

Peso Proprio Plinto: 310,00 kN Fattore riduzione P.Proprio (tab 2.6.I): 1,00

Peso Perman. su Plinto: 26,00 kN Fattore riduzione P.Permanente: 0,80

Storzi amplificati agenti sull'estradosso del Plinto

Sforzo normale ridotto: 110,00 kN Punto di applicaz. di N, Vx, Vy sull'estradosso

Mom. amplificato Mx: -135,00 kN Baricentro: Xg (m) 0,00 Yg (m) 0,00

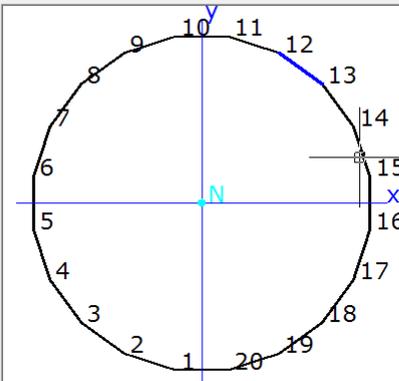
Mom. amplificato My: 135,00 kN Coordinate:

Taglio amplificato Vx: 42,00 kN

Taglio amplificato Vy: 42,00 kN

Momenti e Tagli provenienti da tutte le direzioni (pali, torri eoliche etc.)

CONVENZIONI



RISULTATI

Momento Ribaltante: 258,97 kNm Momento Stabilizzante: 870,75 kNm

Vertici Lato ribalt.: 12 - 13 Sicurezza al Ribaltam.: 3,36 OK

Verifica al ribaltamento Stampa Risultati ESCI

N.B. I momenti ed i tagli dovuti ai carichi variabili devono già essere amplificati col fattore 1,5.

Il calcolo si basa sulla valutazione dell'equilibrio di corpo rigido (EQU) del plinto infinitamente rigido (sia flessionalmente che estensionalmente) rispetto alla rotazione intorno ai lati (spigoli) del poligono di impronta (base) del plinto poligonale sul magrone di appoggio. Si tratta quindi di controllare se, per rispetto ad ogni lato del poligono, il rapporto tra il momento stabilizzante ed il momento ribaltante M_{stab}/M_{rib} sia superiore al fattore di sicurezza parziale $\Gamma_R = 1,15$ (nelle NTC 2018 questo fattore è previsto per i soli muri di sostegno e vale 1,15 allo SLU nella tabella 6.5.I, mentre allo SLV vale 1,00).

Detto fattore di sicurezza parziale γ_a , pertanto, fissato per primo tra i dati di input. La verifica al ribaltamento consiste nella valutazione dell'equilibrio alla rotazione (del corpo rigido rappresentato dal plinto) intorno ad ognuno dei lati del perimetro del plinto considerando tali lati come una cerniera lineare fissa. Questa valutazione viene effettuata proiettando tutti i momenti (ribaltanti e stabilizzanti) nel piano verticale ortogonale ai singoli lati di base escludendo qualsivoglia forza di reazione del terreno (che allo stato limite di rotazione rigida infatti è privo di contatto con il plinto).

GEOMETRIA E PESO DEL PLINTO

Solo il peso proprio del plinto ed i carichi permanenti direttamente applicati sull'estradosso del plinto determinano (ridotti con fattori parziali) il valore del momento stabilizzante. Eventuali carichi variabili sull'estradosso del plinto non vanno considerati ai fini del calcolo del momento stabilizzante

Il poligono di contatto del plinto può essere assegnato come Rettangolare, Poligonale (fino a 24 lati) inscritto in una circonferenza di raggio qualsiasi, Poligonale generico (fino a 24 lati). Nel caso di plinto

circolare (come quello in figura) basta assegnare un poligono di 20-24 lati per ottenere una sufficiente approssimazione.

L'altezza del plinto é la distanza verticale tra l'estradosso superiore su cui vengono applicati i carichi concentrati (sforzo normale, momenti e tagli) trasmessi dalla sovrastruttura (pilastri, pali, torri eoliche etc.) ed il piano di appoggio orizzontale di impronta del plinto sul magrone. Il plinto può avere forma parallelepipedica sia semplice che a gradoni purché i gradoni ammettano lo stesso baricentro in pianta della base di impronta. Il peso proprio della fondazione va calcolato a parte dall'utente e preventivamente ridotto dal fattore parziale Gamma $F = 0.9$ previsto nella tabella 2.6.I NTC 2018 (modificabile dall'utente). La risultante di eventuali sovraccarichi permanenti (direttamente applicati sull'estradosso del plinto) coassiale alla risultante del peso proprio, può essere assegnata con un fattore parziale Gamma $F = 0.8$ (modificabile) previsto in prima istanza sempre nella tabella 2.6.I NTC 2018.

CARICHI AGENTI SULL'ESTRADOSSO DELLA FONDAZIONE

L'ipotesi di corpo rigido consente di accorpate tutte le azioni della sovrastruttura nelle sole componenti di sforzo N , M_x , M_y , V_x , V_y (i momenti positivi sono antiorari rispetto agli assi x, y del riferimento ed i tagli positivi sono equiversi agli assi stessi) e consente inoltre di applicare dette componenti in un unico punto di applicazione assegnato liberamente dall'utente ma spesso coincidente con il baricentro della sezione di attacco della sovrastruttura con l'estradosso del plinto.

- Il valore dello sforzo normale N della sovrastruttura va calcolato dall'utente sulla base dei soli valori dei pesi propri e dei carichi permanenti sempre ridotti a mezzo dei suddetti fattori parziali di cui alla tabella 2.6.I NTC.

- I valori delle restanti azioni M_x , M_y , V_x , V_y deve comprendere gli effetti delle azioni variabili già amplificate col fattore parziale Gamma $F = 1.5$.

Nel programma vanno quindi assegnate, oltre alle indicate componenti di sforzo, le coordinate del punto di applicazione fissate dall'utente (eventualmente coincidente col baricentro del poligono di base del plinto).

Per ogni lato del poligono di base il programma esegue la proiezione delle componenti di momento e taglio assegnate sul piano perpendicolare al lato stesso.

Quasi sempre, nel caso di pali o torri eoliche, il produttore fornisce solo la risultante (col segno sempre positivo) dei momenti e dei tagli applicati all'estradosso (da amplificare a cura dell'utente). In questo caso va selezionata la casella di scelta 'Momenti e tagli provenienti da tutte le direzioni' ed il calcolo farà in modo che per ogni lato la proiezione del momento e del taglio corrisponda sempre direttamente e contemporaneamente (a favore di sicurezza) ai valori assegnati ad M_x e V_y .

RISULTATI

Il programma fornisce il momento ribaltante e quello stabilizzante relativi al lato di base del plinto tali da produrre il coeff. di sicurezza al ribaltamento più basso tra tutti i lati. Viene altresì evidenziato (sia numericamente che graficamente) il lato del poligono che fungendo da cerniera rotazionale determina il minor valore del coeff. di sicurezza.

La verifica sarà positiva se detto coeff. risulterà non minore del fattore di sicurezza prefissato.

4.2 4.2 Dimensionamento bicchiere per plinto

DIMENSIONAMENTO BICCHIERE PER PLINTO

DATI INPUT

Tipo Acciaio: C25/30
B450C

Dimensioni Pilastro
Lato X: 60 cm Lato Y: 60 cm

Dati Bicchiere
Dx (Lato interno): 80 cm Dy (Lato inter.): 80 cm
Altezza h: 100 cm Spessore t: 51 cm
Diametro barre orizzontali: 16 mm
Diametro barre verticali: 18 mm
Copriferro netto: 2,2 mm

Sforzi (SLU) agenti al filo superiore bicchiere
Momento My: 541.50 kNm
Taglio Vx: 62.00 kN
Momento Mx: 343.75 kNm
Taglio Vy: 41.00 kN

Opzione per includere l'Attrito nella resist. a F2
 Attrito ($\mu = 0.30$) Sforzo N min: 235.00 kN

Verifica le dimensioni assegnate
Incrementa Altezza h fino a verifica
Incrementa Spessore t fino a verifica

RISULTATI (Calcolo secondo CNR 10025/98)

BICCHIERE VERIFICATO

N° barre orizz. Pos A sup. 5 N° orizz. Pos A Inf. 2 cm
N° barre orizz. Pos B sup. 6 N° orizz. Pos B Inf. 2 cm
N° barre vert. Pos C 3
N° barre vert. Pos D 3
N° barre vert. Pos E 3

Le barre orizzontali in Pos A Sup. e B Sup. vanno distribuite nella metà superiore dell'altezza h del

Il bicchiere ed il pilastro sono considerati nel calcolo a superficie liscia. Fissare un interspazio di almeno 5 cm tra pilastro e bicchiere. In presenza di apprezzabili momenti flettenti (zona sismica) l'altezza del pozzetto è opportuno che sia pari ad almeno 2 volte la massima dimensione del pilastro. Lo spessore minimo del bicchiere, se non prefabbricato, è di 20-25 cm ma va incrementato in funzione delle sollecitazioni assegnate. Gli sforzi da assegnare sono quelli di progetto allo Stato limite ultimo. In zona

Stampa Risultati Esci

Specie in zona sismica è importante predimensionare spessore e altezza del bicchiere (per plinti superficiali, su pali e su platea) onde evitare continue rielaborazioni del programma principale in seguito alla mancata verifica dei soli bicchieri. Si ricorda che le dimensioni del bicchiere vanno assegnate nell'archivio sezioni pilastro-pareti (§ 2.2.18⁷²) insieme a quelle della sezione rettangolare del pilastro che vi si innesta.

Se si può fare affidamento sull'attrito tra la sezione di base del pilastro e la soletta di fondo del bicchiere, si può aggiungere alla resistenza orizzontale fornita dalle pareti del bicchiere quella prodotta dall'attrito costituita dalle seguenti componenti orizzontali F_x , F_y :

$$F_x = \mu N \cos\theta$$

$$F_y = \mu N \sin\theta$$

In cui:

μ = coeff. di attrito (assunto qui sempre pari a 0.30)

N = sforzo normale minimo

θ = angolo formato dalla risultante dei tagli V_x , V_y assegnati

4.3 4.3 Carico limite fondazioni superficiali

CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Coeff. Parz. R3 SLU/SLV (Approccio 2 [§6.4.2.1])

Tipologia Fondazione

Impronta quadrata
 Impronta circolare (B = diametro)
 Impronta rettangolare (B < L)
 Impronta nastriforme (ad esempio per Travi rovesce)

Dati Geometrici Fondazione

Lato (o diametro) impronta B: cm
 Profondità impronta L (>B): cm
 Affondamento piano di posa D: cm

Tipo di comportamento del terreno

Condizione non drenata ($\phi^* = 0$; $c' = c_u$) per terr. coesivi saturi
 Condizione drenata ($\phi^* > 0$)

Dati Geotecnici

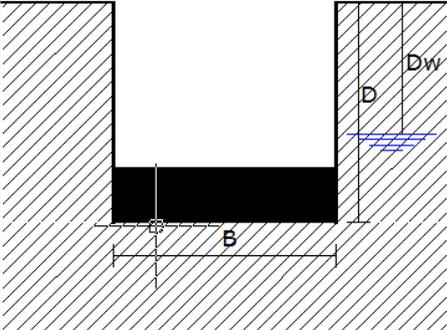
Peso di Volume del terreno: kN/m³
 Peso specifico terreno saturo (se $D_w > 0$): kN/m³
 Angolo di Attrito eff. ϕ^* (gradi sessadecimali): °
 Coesione non drenata c_u : N/mm²
 Considera resistente il terreno superiore al piano di posa (strato D)

RISULTATI (Pressioni in N/mm² = MPa = 0.1 daN/cm²)

HANSEN
 Press. Lim. Rottura: Press. Lim. Progetto:

EUROCODICE 7
 Press. Lim. Rottura: Press. Lim. Progetto:

Oggigiorno la realizzazione delle fondazioni superficiali è preceduta dallo sbancamento totale dell'intera area della costruzione fino al piano di posa: in questi casi porre sempre $D=0$
 Nei pochi casi in cui $D > 0$ evitare di considerare la resistenza dello strato D di terreno (quindi non evidenziando l'apposita casella) quando detto strato di terreno è di riporto o con caratteristiche scadenti (i fattori di profondità verranno così resi ininfluenti).
 Nel caso di platea estesa, ridurre le dimensioni della platea in modo da poter considerare rigida la platea (ad es.



Il carico limite di collasso delle fondazioni superficiali viene calcolato sia per le combinazioni statiche che per quelle sismiche mediante le classiche procedure (formule trinomie). Il corrispondente valore di progetto si ottiene dividendo, in ogni caso, il carico limite di collasso per il coefficiente $R = 2.3$ (tabella 7.11.II). I valori di progetto così ottenuti vanno inseriti nelle distinte tipologie assegnate negli archivi dei plinti e dei campi di platea. Plinti di differente forma e/o caratteristiche geotecniche possono così presentare differenti carichi limite di progetto. Lo stesso dicasi per le platee per le quali si raccomanda la valutazione del carico limite facendo riferimento non all'intera dimensione della stessa ma bensì a impronte rettangolari intorno ai pilastri con perimetro distante dal filo pilastro di circa 4-5 volte lo spessore della platea; ciò al fine di poter considerare rigida la platea e quindi attendibile il calcolo trinomio che ipotizza l'infinita rigidità flessionale della struttura di fondazione.

In questo sottoprogramma la valutazione del carico limite viene condotta con le formule trinomie di Hansen (tratte dal cap 4 di [18]^[207]) e con le formule trinomie dell'Eurocodice 7. Per quanto riguarda i fattori riduttivi per eccentricità ed inclinazione del carico:

- Per i plinti l'eccentricità viene automaticamente valutata, durante l'esecuzione del calcolo, e ridotta di conseguenza l'area dell'impronta reagente.
- Per travi rovesce e platee non vengono considerati i fattori riduttivi per l'eccentricità in quanto la rigidità, la continuità strutturale e l'estensione delle strutture di fondazione impedisce significative rotazioni rigide delle strutture di fondazione (le rotazioni prodotte dai momenti flettenti concentrati producono incrementi della pressione di contatto che peggiora

automaticamente il confronto di verifica con il carico limite di progetto del terreno (che resta invariato).

- L'inclinazione dei carichi viene in genere annullata dal collegamento tra i plinti a mezzo di travi quasi sempre presenti. Nelle travi rovesce e nelle platee è la stessa continuità strutturale che impedisce la rotazione e quindi l'effetto dell'inclinazione dei carichi.

Il calcolo opera nell'ambito dell'approccio 2 (§ 6.4.2.1 NTC).

Per le travi su suolo elastico e le platee il carico limite di progetto modificato per l'eccentricità del carico viene, infine, confrontato direttamente con la pressione di contatto (combinazioni SLU) terreno-fondazione nei casi di trave su suolo elastico e platea superficiale. Per i plinti superficiali, invece, viene utilizzata come dato di partenza per il calcolo della portanza del plinto (viene ridotta l'area di impronta in funzione dell'eccentricità del carico).

Oggigiorno la realizzazione delle fondazioni superficiali è preceduta dallo sbancamento totale dell'intera area della costruzione fino al piano di posa: in questi casi porre sempre $D=0$

Nei pochi casi in cui $D > 0$ evitare di considerare la resistenza dello strato D di terreno (quindi non evidenziando l'apposita casella) quando detto strato di terreno è di riporto o con caratteristiche scadenti (i fattori di profondità verranno così resi ininfluenti).

Nel caso di platea estesa, ridurre le dimensioni della platea in modo da poter considerare rigida la platea (ad es. considerando una distanza dal pilastro pari a 3-4 volte lo spessore della platea).

In condizione drenata ed in presenza di falda, la profondità della falda pari a $D_w=0$ vuol dire che la falda è al livello del piano campagna.

Il calcolo in condizioni non drenate presuppone $\phi' = 0$ e per la coesione il valore $c' = c_u$ (resist. a taglio non drenata); va inoltre assegnato il peso sp. saturo del terreno.

Nelle formule trinomie impiegate per il calcolo della capacità portante non sono prese in conto le eccentricità dei carichi che, invece, vengono considerate in programma nelle verifiche del terreno di fondazione dei plinti ai fini della determinazione convenzionale dell'area reagente ridotta dell'impronta.

Nelle formule trinomie non vengono, inoltre, utilizzati i fattori di inclinazione dei carichi in quanto, sia per i plinti (quasi sempre collegati da travi) che per le travi rovesce e le platee, il loro effetto è neutralizzato dalle travi di collegamento (per i plinti) e dalla continuità strutturale (per travi rovesce e platee).

Nelle combinazioni sismiche le NTC 2018 consentono di trascurare le azioni inerziali del terreno e quelle della sovrastruttura. Di conseguenza è possibile utilizzare, anche nelle combinazioni sismiche lo stesso valore del carico limite calcolato per le combinazioni non sismiche.

Nel caso di terreno coesivo effettuare sia il calcolo in cond. non drenata sia in cond. drenata (in questo caso considerare la falda presente a quota campagna: $D_w=0$)

Nel caso di terreno incoerente (o coerente in condizione drenata) la stima del parametro ϕ risulta più determinante di qualsivoglia criterio adottato per il calcolo.

4.4 4.4 Resistenza compressione palo da prove di carico

Le NTC 2018 consentono che il calcolo della resistenza di progetto possa essere effettuato sia con procedimenti analitici che sulla base di prove di carico statico di progetto su pali pilota.

In ogni caso, in corso d'opera, devono essere eseguite prove di carico statico fino ad un valore del carico pari a 1,5 volte l'azione di progetto allo SLE.

Sia nel caso delle prove di progetto su pali pilota che su quelle in corso d'opera è quasi sempre possibile assimilare il comportamento non lineare della curva carichi-cedimenti ad una iperbole avente parametri m, n

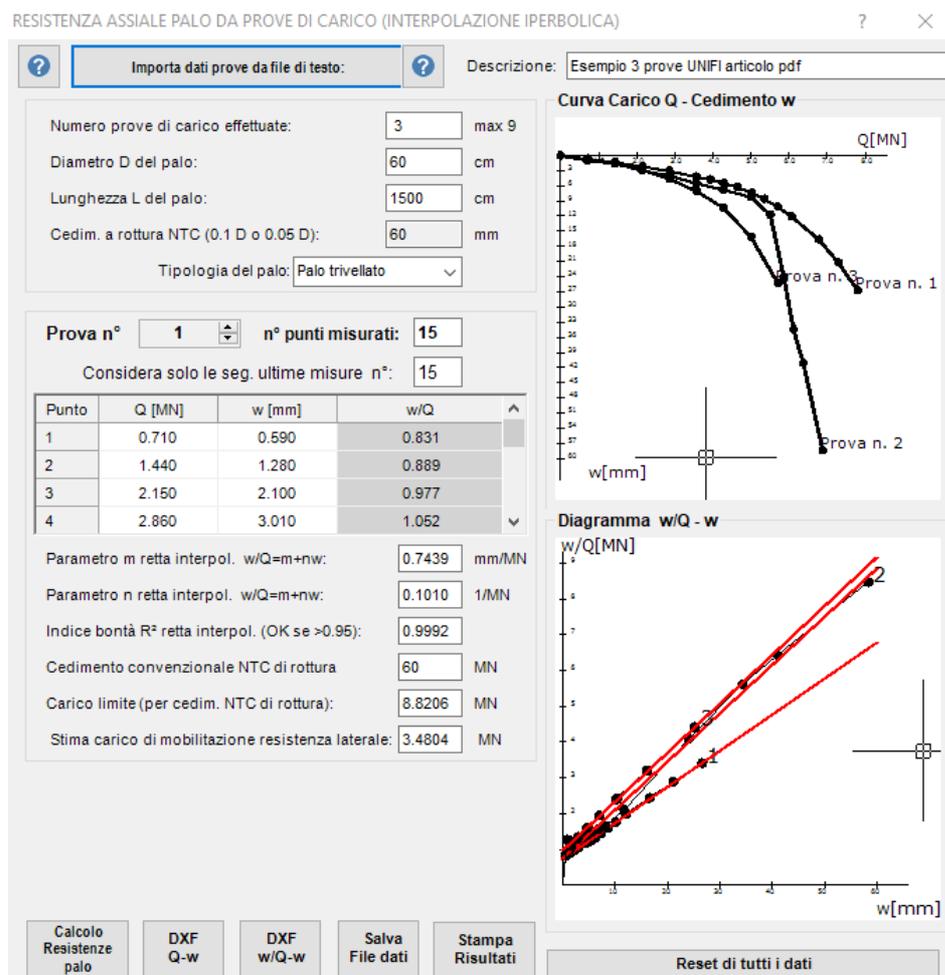
deducibili dai dati rilevati durante le prove. Il calcolo statistico di tali parametri consente sia la derivazione (eventualmente anche per estrapolazione) del carico limite del palo, sia l'impiego dell'iperbole nel calcolo non lineare dei cedimenti di una palificata comunque collegata (plinti, platea, graticcio di travi).

Sono previsti i seguenti due specifici sottoprogrammi per il calcolo della resistenza assiale del palo singolo:

- Calcolo della resistenza assiale basato su prove di carico su pali pilota.
- Calcolo analitico della resistenza assiale di un palo trivellato

Il calcolo può riguardare prove di carico su:

- Pali trivellati
- Pali ad elica continua
- Pali infissi



E' anche prevista l'importazione dei punti Carico-Cedimento (per uno o più pali di prova) rilevati in sede di prova. In questo caso va predisposto un file di testo (*.txt) avente la seguente struttura di dati:

<Breve riga di descrizione della prova>
 <Numero di pali provati>
 <Numero di punti letti sulla prima curva carichi cedimenti>
 <Carico Q [MN], cedimento w [mm]>
 <... , ...>
 <Carico Q [MN], cedimento w [mm]>

I carichi vanno separati dai cedimenti da una virgola. I cedimenti vanno sempre espressi in mm ed i carichi in MN. [1MN = 100000 daN = 1000 kN]

Di seguito un esempio di file riferito ad un'unica prova di carico in cui:

La prima riga è una stringa che descrive la prova

La seconda riga è il numero di prove eseguite

La terza riga è il numero M1 di misure eseguite nella prova n. 1

Le successive M1 righe devono contenere (separate da virgola) le coppie di misure (Q, w) eseguite

La successiva riga è il numero M2 di misure eseguite nella seconda prova (se eseguita)

e così via. Ad esempio:

Rodi- Prova collaudo palo 34 d=60 cm

1

6

0.437,0.19

0.875,0.59

1.312,1.03

1.750,1.65

2.187,2.26

2.625,2.95

Viene utilizzata la tecnica di interpolazione iperbolica per cui la curva carico-cedimento viene interpolata con l'equazione dell'iperbole $w/Q = m + n w$. I parametri m e n dell'iperbole vengono calcolati mediante elaborazione statistica e rappresentano i due parametri della retta interpolatrice nel piano w-Qw di rappresentazione dell'iperbole.

Migliore è l'approssimazione di tale retta con i punti misurati maggiore è la vicinanza ad 1 del parametro statistico R^2 (pari al rapporto tra la devianza di regressione e la devianza totale). Cioè se R^2 è molto vicino ad 1 la curva carico-cedimento è molto ben approssimata dall'iperbole con parametri m, n.

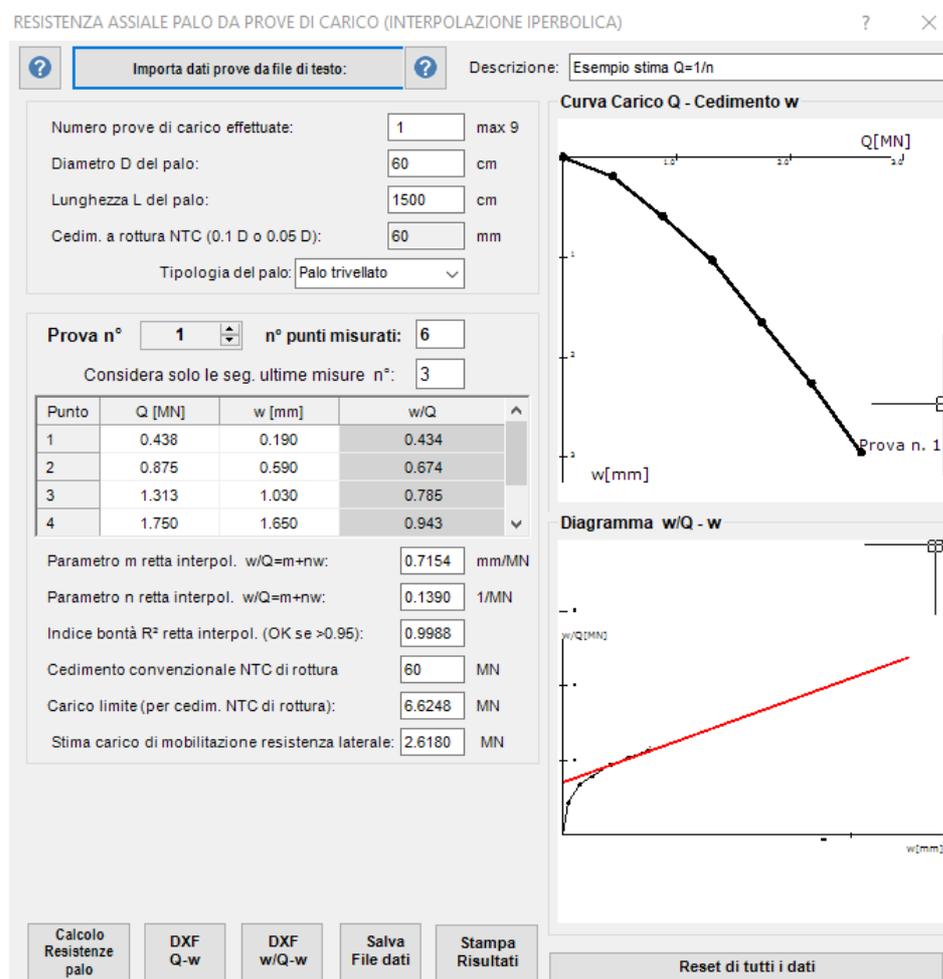
Il carico Q di rottura viene stimato tramite l'eq. dell'iperbole ponendo w pari al cedimento minimo di normativa (0.1 D per pali con $D < 80$ cm e 0.05 per pali con diametro superiore).

Il Carico resistente di progetto del palo viene infine valutato in base alle relazioni di cui al §6.4.3.1.1 NTC a partire dai carichi ultimi medi e minimo, passando per la resistenza caratteristica. Una volta calcolata la resistenza assiale di progetto del palo ed i parametri m, n dell'iperbole è

possibile inserire tali dati nel calcolo non lineare di una struttura di fondazione allo scopo di meglio valutare i cedimenti della palificata anche in presenza di platea elastica collaborante (Fondazione mista).

L'esempio in figura (tratto da un documento della sezione Geotecnica dell'Università di Firenze a firma di J.Facciorusso, C.Madai, G.Vannucchi) si riferisce a n. 3 prove di carico su pali pilota (i relativi files di testo sono presenti nella cartella \ESEMPI.F3F\Prove_di_carico_F3F con la denominazione prova_palo.txt, prova_palo2.txt, prova_palo3.txt). Nel grafico w-w/Q si può valutare, per ogni curva di carico, il suo grado di avvicinamento al comportamento iperbolico dalla vicinanza dei punti di prova alla retta interpolatrice del comportamento iperbolico.

Viene infine stimata la resistenza laterale del palo tramite la formula: $Q_{lat} = 1/n(1 - \sqrt{mEA/L})$.



Il caso qui sopra riportato è quello di una prova di carico in cui non si è raggiunto il cedimento minimo di rottura (ad es. prove in corso d'opera o di collaudo). E' possibile ricorrere all'estrapolazione dell'iperbole utilizzando, in questo caso, solo gli ultimi 3 punti misurati in quanto marcatamente non lineari. La retta che interpola i dati ha coeff. angolare $n = 0.1389$ ed intercetta $m = 0.7168$. In questo caso il carico di rottura

viene stimato con l'espressione $Q = 0.9 / n = 6.47 \text{ MN}$. (cfr. Volume FONDAZIONI- C.Viggiani). Di seguito la stampa dettagliata dei risultati:

CALCOLO RESISTENZA ASSIALE PALO DA PROVE DI CARICO COL METODO DELL'IPERBOLE DI CHIN

Esempio 3 prove UNIFI articolo pdf

Numero di prove eseguite: 3
 Diametro D del palo: 80 cm
 Lunghezza L del Palo: 2350 cm
 Tipologia del Palo: Trivellato
 Cedimento minimo a rottura: 80 mm Vale 0.1 D per $D < 80 \text{ cm}$ e 0.05 per $D \geq 80 \text{ cm}$ (§6.4.3.7.1 NTC)

Misure Carichi Q-Cedimenti w Palo n° 1 (Numero misure = 15)

Q [MN] w [mm] w/Q [mm/MN]

0.710	0.59	0.831
1.440	1.28	0.889
2.150	2.10	0.977
2.860	3.01	1.052
3.570	4.15	1.162
3.930	4.71	1.198
4.280	5.38	1.257
4.640	6.16	1.328
5.020	7.33	1.460
5.350	8.55	1.598
5.710	10.10	1.769
6.070	12.01	1.979
6.780	16.55	2.441
7.290	21.08	2.892
7.800	26.63	3.414

Parametro m iperbole: 0.7439 mm/MN Coeff. m eq. iperbole: $Q = w/(m+nw)$ (Intercetta retta su asse w/Q)
 Parametro n iperbole: 0.7439 1/MN Coeff. n eq. iperbole: $Q = w/(m+nw)$ (Coeff. angolare retta interpol.)
 Parametro statistico R²: 0.9992 Indice di coincidenza dell'iperbole con la curva Q-w (OK se $R^2 > 0.95$)

Misure Carichi Q-Cedimenti w Palo n° 2 (Numero misure = 15)

Q [MN] w [mm] w/Q [mm/MN]

0.714	0.61	0.854
1.428	1.47	1.029
2.141	2.89	1.350
2.855	3.89	1.362
3.569	5.43	1.523
4.283	6.73	1.570
4.997	8.14	1.629
5.506	11.68	2.121
5.863	24.02	4.096
6.118	34.38	5.619
6.373	41.01	6.435
6.883	58.33	8.474

Parametro m iperbole: 0.7716 mm/MN Coeff. m eq. iperbole: $Q = w/(m+nw)$ (Intercetta retta su asse w/Q)
 Parametro n iperbole: 0.7716 1/MN Coeff. n eq. iperbole: $Q = w/(m+nw)$ (Coeff. angolare retta interpol.)
 Parametro statistico R²: 0.9963 Indice di coincidenza dell'iperbole con la curva Q-w (OK se $R^2 > 0.95$)

Misure Carichi Q-Cedimenti w Palo n° 3 (Numero misure = 15)

Q [MN] w [mm] w/Q [mm/MN]

0.710	0.90	1.268
1.430	1.56	1.091
2.140	2.76	1.290
2.860	4.57	1.598
3.570	6.98	1.955
4.280	10.29	2.404
5.000	16.04	3.208

5.710	25.25	4.422		
Parametro m iperbole:	0.9869	mm/MN	Coeff. m eq. iperbole:	$Q = w/(m+nw)$ (Intercetta retta su asse w/Q)
Parametro n iperbole:	0.9869	1/MN	Coeff. n eq. iperbole:	$Q = w/(m+nw)$ (Coeff. angolare retta interpol.)
Parametro statistico R ² :	0.9953		Indice di coincidenza dell'iperbole con la curva Q-w	(OK se R ² >0.95)

CALCOLO RESISTENZE PALO

Viene utilizzata la tecnica di interpolazione iperbolica per cui la curva carico-cedimento viene interpolata con l'equazione dell'iperbole

$w/Q = m + n w$. I parametri m e n dell'iperbole vengono calcolati mediante elaborazione statistica e rappresentano i due parametri della retta interpolatrice nel piano w-Qw di rappresentazione dell'iperbole.

Migliore è l'approssimazione di tale retta con i punti misurati maggiore è la vicinanza ad 1 del parametro statistico R².

Cioè se R² è molto vicino ad 1 la curva carico-cedimento è molto ben approssimata dall'iperbole con parametri m, n. Il carico Q di rottura

viene stimato tramite l'eq. dell'iperbole ponendo w pari al cedimento limite di normativa (0.1 D per pali con D<80 cm e 0.05 per pali con

diametro superiore. Nel caso di prove di carico in cui non si raggiunga il cedimento limite di rottura (ad es. prove in corso d'opera o di

collaudo) è possibile ricorrere all'estrapolazione dell'iperbole utilizzando solo gli ultimi punti misurati in quanto marcatamente non lineari.

In questo caso il carico di rottura viene calcolato con l'espressione $Q = 0.9 / n$. (cfr. Volume FONDAZIONI- C.Viggiani).

Viene infine stimata la sola resistenza laterale del palo tramite la formula: $Q_{lat} = 1/n(1 - \sqrt{mEA/L})$.

Resistenza rott. prova n. 1:	9.069	MN	Valutata per cedimento w pari al quello limite di normativa
Resistenza rott. prova n. 2:	6.914	MN	Valutata per cedimento w pari al quello limite di normativa
Resistenza rott. prova n. 3:	6.712	MN	Valutata per cedimento w pari al quello limite di normativa
Resistenza media	7.565	MN	
Resistenza minima	6.712	MN	
Fatt. correl. della media	1.20		Tabella 6.4.III NTC 2018
Fatt. correl. del minimo	1.05		Tabella 6.4.III NTC 2018
Resistenza caratteristica R _k	6.304		[6.4.1] NTC 2018
Resistenza di progetto R _d	4.849		Coeff. parziale R ₃ = 1.30

4.5 4.5 Resistenza compressione palo da calcolo analitico

RESISTENZA DI PROGETTO A COMPRESSIONE ASSIALE DI UN PALO SINGOLO TRIVELLATO NORMALE O AD ELICA CONTINUA

Numero di verticali indagate (correl. tab. 6.4.IV)

Coefficiente parziale di sicur. alla Punta (tab. 6.4.II)

Coefficiente parziale di sicur. Laterale (tab. 6.4.II)

Dati Palo

Diametro Palo D: cm

Lunghezza Palo L: cm

Palo trivellato ad Elica Continua

VERTICALE N°: N° STRATI:

Strato N°: Spess. Strato: cm

Falda nella verticale corrente (solo per strati drenati)

Falda presente (solo per strati drenati)

Condizioni di calcolo Strato N° 2

Drenata (Coes. $c=0$; $\varnothing' > 0$) Non Drenata ($\varnothing'=0$; $c = c_u$)

Parametri geotecnici Strato N° 2

Peso di volume del terreno: kN/m³

Peso Specifico Terreno saturo: kN/m³

Angolo di Attrito \varnothing' (° gradi sessadecimali) °

Coesione c_u : N/mm²

Aliquota efficace di c_u (coeff. Alfa):

Coeff. empirico K (da 0.5 terr. sciolto a 0.9 t. denso)

Coeff. attrito laterale μ (di solito = tang \varnothing'):

VERTICALE n. 1

RISULTATI A COMPRESSIONE

Resistenza caratteristica alla punta: kN

Resistenza caratteristica laterale: kN

Resistenza caratteristica totale: kN

Resistenza di progetto alla punta: kN

Resistenza di progetto laterale: kN

Resistenza totale di progetto lorda: kN

Resistenza di progetto - peso palo: kN

CALCOLO STAMPA ESCI

Le formule impiegate si riferiscono a pali trivellati ordinari o ad elica continua.
 Per pali trivellati e negli strati drenati (terreni incoerenti) assumere nel calcolo $\varnothing' = \varnothing - 3^\circ$ con \varnothing' = angolo di attrito del deposito indisturbato.
 Per pali trivellati il coeff. Alfa (negli strati non drenati = terreni coerenti) di adesione viene assunto (Viggiani) pari a 0,7 per $c_u \leq 0,025$ N/mm² e pari a 0,035 per $c_u > 0,07$ N/mm². Per valori intermedi di c_u viene calcolato con interpolazione lineare.
 In alternativa il coeff. Alfa può essere digitato direttamente utilizzando i valori suggeriti dall'AGI: Alfa = 0.9 per $c_u = 0.025$; Alfa = 0.8 per $0.025 < c_u < 0.050$; Alfa = 0.6 per $0.050 < c_u < 0.075$; Alfa = 0.4 per $c_u > 0.075$.

Il presente sottoprogramma consente il calcolo della resistenza assiale per compressione di pali trivellati ordinari o ad elica continua immersi in uno o più strati di terreno sommando il contributo a detta resistenza fornito dalla superficie laterale nei vari strati del palo a quello fornito dalla sezione di base (punta) del palo.

RESISTENZA LATERALE

Negli strati non drenati (terreno coerente) la tensione laterale resistente

$$s = \text{Alfa} \cdot c_u \text{ in cui:}$$

- c_u è il valore della coesione media non drenata dello strato
- Alfa = 0.7 per $c_u < 0.25$ MPa
- Alfa = 0.08 ($c_u - 0.25$) per $0.25 \leq c_u < 0.70$
- Alfa = 0.35 per $c_u > 0.70$

Negli strati drenati (terreni incoerenti) la tensione laterale resistente

$$s = \sigma_h \cdot \mu = K \cdot \sigma_v' \cdot \text{tg}(\delta) \text{ in cui:}$$

- Per pali trivellati ordinari: K = 0.5 per terreno sciolto; K = 0.6 per terreno denso
- Per pali trivellati ad elica continua: K = 0.7 per terreno sciolto; K = 0.9 per terreno denso
- σ_v' = tensione geostatica efficace (verticale)
- $\text{tg}(\delta)$ coefficiente di attrito con $\delta = \varnothing'$

RESISTENZA ALLA BASE

Se la base si trova in uno strato non drenato la resistenza alla base

$$p = 1 + 9 \cdot c_u$$

Se la base si trova in uno strato non drenato la resistenza alla base

$$p = Nq \cdot \sigma_{vL}' \quad \text{in cui:}$$

- Nq viene calcolata secondo Berezantev(1961) in funzione di ϕ' e L/d (L =lunghezza palo; d = diametro palo)

- σ_{vL}' è la pressione geostatica efficace in corrispondenza della base del palo.

A seconda del numero delle verticali indagate il programma applica alle resistenze medie laterali e di base i fattori di correlazione di cui al § 6.4.3.1.1NTC ottenendo le resistenze caratteristiche. Applicando infine alle resistenze caratteristiche i coefficienti parziali (R_3) previsti dalle NTC si ottengono le resistenze di progetto del palo.

Sommando la resistenza di progetto laterale a quella della base e sottraendo il peso proprio del palo si ottiene infine la resistenza assiale di progetto del palo.

E' importante segnalare che **nel caso di palo appartenente ad un gruppo di pali come resistenza di progetto può assumersi il suo valore caratteristico (§ 6.4.3.1.1.1 NTC).**

Per pali di grande diametro con base in terreno incoerente può essere opportuno ridurre o eliminare del tutto la resistenza alla base in quanto essa entra in azione per cedimenti assiali superiori a quello massimo consentito al collasso e pari a quello fissato dalle NTC: $0.05 \cdot d$.

Si riporta di seguito la stampa della relazione del calcolo della resistenza assiale di un palo trivellato ($L=1500$ cm; $d = 60$) immerso in uno strato superiore coesivo (non drenato) spesso 1200 cm e caratterizzato da $c_u = 0.03$ MPa. La restante lunghezza del palo e la base sono invece immersi in uno strato incoerente con $\phi' = 32^\circ$.

CALCOLO ANALITICO DEL CARICO DI PROGETTO ASSIALE A COMPRESSIONE DI UN PALO TRIVELLATO

Numero verticali di indagine:	1	
Coeff. Sic. Portanza alla Punta:	1.35	da applicare al carico ultimo caratteristico. Approccio 2 (§ 6.4.3.1.1 NTC)
Coeff. Sic. Portanza Laterale:	1.15	da applicare al carico ultimo caratteristico. Approccio 2 (§ 6.4.3.1.1 NTC)

FORMULE IMPIEGATE NEL CALCOLO

Strati Drenati: $\mu \cdot H$	$Q_{ult} = Q_{punta} + Q_{laterale} = A_b \cdot Nq \cdot p_b' + \text{Somm}[Perim \cdot K \cdot p']$ in cui: A_b = area della sezione del palo Nq = fattore di portanza di base secondo Berezantev p_b' = pressione litostatica efficace alla base del palo Somm = sommatoria estesa a tutti gli strati drenati (incoerenti) $K \cdot p' \cdot \mu \cdot H$ = portanza laterale = integrale della press. p' nello strato spesso H
strato spesso H (Viggiani)	K = fattore empirico da 0.5 a 0.9 funzione della densità e tecnologia μ = coeff. di attrito (di solito pari a $\tan \phi'$)
Strati Non Drenati: $\text{Alfa} \cdot c_u$	$Q_{ult} = Q_{punta} + Q_{laterale} = A_b [p + 9 \cdot c_u] + \text{Somm}[Perim \cdot H \cdot \dots]$

in cui: A_r = area sez. palo;

C_{ub} = coesione non drenata alla base del palo; C_u = coesione nello

strato

$\eta = N_c$ = fattore di portanza alla base del palo

Alfa = aliquota di C_u (funzione di C_u); variabile da 0.07 a 0.035

Mpa (Viggiani)

CARATTERISTICHE DEL PALO

Lunghezza del palo: 1500 cm
 Diametro sezione palo: 60 cm

DATI GEOTECNICI RIFERITI ALLE SINGOLE VERTICALI DI INDAGINE

N.Vert.		Numero d'ordine della Verticale d'indagine
Strati	cm	Numero d'ordine e spessore strati dall'alto verso il basso
Condiz.		Strato DRENATO (strato terreno incoerente) o NON DRENATO (strato terreno coesivo)
Gamma	kN/m ³	Peso unità volume del terreno
Gamma Sat	kN/m ³	Peso unità volume del terreno saturo
ϕ°	°	Angolo Attrito efficace (ridotto di 3°) del terreno incoer. in gradi sessadecimali
C_u	N/mm ²	Valore Coesione per terreno di tipo coesivo
Alfa Cu		Coefficiente di adesione espresso come aliquota efficace di C_u (Viggiani)
K		Coeff. K empirico (terr. incoerente) da stimare in base alla tipologia esecutiva del palo (Viggiani)
μ		Coeff. attrito laterale del terreno incoerente (di solito posto pari a $\tan(\phi)$)
N_q		Fattore resistenza alla punta (Berezantev)
Dw	cm	Profondità falda dal Piano Campagna (P.C.) (Dw = 0 indica che la falda interessa tutti gli strati fino al P.C.)

N.Vert. Dw	Strati	Condiz.	Gamma	Gamma Sat	ϕ'	C_u	Alfa	K	μ	N_q
1 0	1) 1200	NON DREN.	---	19.50	---	0.030	0.660	---	---	---
1	2) 400	DRENATO	18.00	---	29.0°	---	---	0.60	0.554	14.60

RESISTENZE ULTIME Q_{base} e $Q_{laterale}$ PER SINGOLA VERTICALE DI INDAGINE

N.Verticale	Q_{base} [kN]	$Q_{laterale}$ [kN]
1	1114.62	498.62

RISULTATI FINALI CALCOLO RESISTENZE R

R media alla punta:	1114.62	kN	Valore medio tra quelli esposti nella precedente tabella
Fatt.correl. R media punta:	1.700		Tratto dalla tab. 6.4.IV NTC in funzione del numero di verticali
R min alla punta:	1114.62	kN	Valore minimo tra quelli esposti nella precedente tabella
Fatt.correlaz. R min alla punta:	1.700		Tratto dalla tab. 6.4.IV NTC in funzione del numero di verticali
R caratteristico alla punta:	655.66	kN	Minimo tra R_{med} e R_{min} alla punta ridotte dei fatt. correl.
R media laterale:	498.62	kN	Valore medio tra quelli esposti nella precedente tabella
Fatt.correl. R media later.:	1.700		Tratto dalla tab. 6.4.IV NTC in funzione del numero di verticali
R min Laterale:	498.62	kN	Valore minimo tra quelli esposti nella precedente tabella
Fatt.correlaz. R min laterale:	1.700		Tratto dalla tab. 6.4.IV NTC in funzione del numero di verticali
R caratteristica laterale =	293.30	kN	Minimo tra R_{med} e R_{min} lat. ridotte dei rispettivi fatt. correl.
R di progetto alla punta =	485.67	kN	Resistenza di progetto alla punta (Valore caratt./coeff. di sicurezza punta)
R progetto laterale =	255.05	kN	Resistenza di progetto laterale (Valore caratt./coeff. sicurezza later.)
R progetto al lordo P.Palo =	740.72	kN	Somma delle resistenze progetto alla punta e laterale
R progetto finale =	634.69	kN	Resistenza a compressione di progetto al netto del peso del palo

Per pali in gruppo (ad es. plinti su pali) è possibile assumere come resistenza di progetto quella caratteristica al netto del peso palo (§ 6.4.3.1.1.1 NTC)

4.6 4.6 Resistenza trazione palo da calcolo analitico

CALCOLO ANALITICO RESISTENZA A TRAZIONE DI UN PALO SINGOLO ×

Numero di verticali indagate (correl. tab. 6.4.IV NTC):

Coeff. parziale di sicurezza a trazione (tab. 6.4.II NTC):

Dati Geometrici Palo

Diametro Palo D: cm

Lunghezza Palo L: cm

VERTICALE INDAGATA N°

Dati Geotecnici

Terreno Coesivo:

Terreno Incoerente:

Peso di volume terreno: kN/m³

Angolo attrito terreno ϕ' : (°)

Angolo attrito terra-palo μ : (°)

Per pali trivellati l'angolo di attrito laterale μ è valutato solitamente pari a ϕ' (angolo di attrito del terreno)
Per pali prefabbricati l'angolo di attrito laterale μ è valutato solitamente pari a $0.75 \phi'$
Per pali in tubolari di acciaio l'angolo di attrito laterale è posto solitamente pari a $\mu = 20^\circ$.

RISULTATI

Trazione ultima caratteristica laterale Tk: kN

Resistenza trazione laterale di progetto Td': kN

Resistenza trazione di progetto = Td' + peso palo: kN

Per il calcolo della resistenza a trazione di progetto T_{ult} di un palo si utilizzano le relazioni di Das e Seeley (1982):

$T_{ult} = T_{lat} + 0,9 W$ In cui T_{lat} è la resistenza allo sfilamento lungo il fusto e W è il peso proprio del palo

In **terreni coesivi** è $T_{lat} = A_{lat} \cdot \text{Alfa} \cdot C_u$

Dove: A_{lat} = area laterale del fusto. C_u resistenza non drenata del terreno

Alfa = 0.9 - 0.0625 C_u per $c_u \leq 0.8$

Alfa = 0.4 per $C_u > 0.8$

In **terreni incoerenti** è $T_{lat} = 0.5 \cdot p \cdot G \cdot L_{cr}^2 \cdot k_u \cdot \text{tg}(\mu) + p \cdot G \cdot L_{cr} \cdot k_u \cdot \text{tg}(\mu) (L - L_{cr})$

In cui: p = perimetro fusto; G = peso di volume terreno; $L_{cr} = 15 D$ con D = diametro palo; L = lunghezza palo; μ = angolo attrito palo-terreno

$K_u = 0.9$ per $\phi' \leq 20^\circ$

$K_u = 0.9 + 0.04(\text{per } \phi' \leq 20^\circ)$

Per pali trivellati l'angolo di attrito laterale μ è valutato solitamente pari a ϕ' (angolo di attrito del terreno)

Per pali prefabbricati l'angolo di attrito laterale μ è valutato solitamente pari a $0.75 \phi'$

Per pali in tubolari di acciaio l'angolo di attrito laterale è posto solitamente pari a $\mu = 20^\circ$.

Si riporta di seguito la stampa della relazione di calcolo relativa al calcolo della resistenza a trazione del palo trivellato il cui alla finestra sopra riportata:

DETERMINAZIONE ANALITICA DELLA RESISTENZA DI PROGETTO A TRAZIONE ASSIALE DI UN PALO ISOLATO

Numero verticali di indagine:	1	
Coeff. Sic. Portanza Laterale:	1.25	da applicare al carico ultimo caratteristico secondo l'approccio 2 (§ 6.4.3.1.1 NTC)
Lunghezza del palo:	1500	cm
Diametro sezione palo:	60	cm
Tipo di terreno: Incoerente ($C_u = 0$)		

Formula applicata per il calcolo della trazione ultima caratt. T_k (Das e Seeley-1982):

$T_k = 0.5 \cdot p \cdot G \cdot L_{cr}^2 \cdot \text{tg}(\mu) \cdot k_u + p \cdot G \cdot L_{cr} \cdot \text{tg}(\mu) \cdot K_u + 0.9 \cdot W_{palo}$
 p = perimetro sez. palo; G = peso di volume terreno; L = lungh. Palo;
 $L_{cr} = 15 \cdot L$ = lungh. critica; $\text{tg}(\mu)$ = tangente dell'angolo di attrito palo-terreno
 Coeff. sollevamento $K_u = 0.9$ per $\phi' \leq 20^\circ$
 Coeff. sollevamento $K_u = 0.9 + 0.04 \cdot (\phi' - 20^\circ)$ per $\phi' \leq 30^\circ$
 Coeff. sollevamento $K_u = 1.3 + 0.12 \cdot (\phi' - 30^\circ)$ per $\phi' \leq 40^\circ$

DATI GEOTECNICI E RISULTATI RIFERITI ALLE SINGOLE VERTICALI DI INDAGINE

Gamma	kN/m ³	Peso unità volume del terreno
ϕ'	°	Angolo Attrito efficace del terreno
μ	°	Angolo Attrito Palo-Terreno

N. Verticale	Gamma	ϕ'	μ	T_k
1	18.00	28.5°	28.50	2158.70

RISULTATI

Trazione media caratt. Tk:	2158.70	kN	Valore medio tra quelli esposti nella precedente tabella
Fatt.correlaz. medio :	1.700		Tratto dalla tab. 6.4.IV NTC in funzione del numero di verticali
Trazione min. caratt. Tkmin:	2158.70	kN	Valore minimo tra quelli esposti nella precedente tabella
Fatt.correlaz. Tkmin:	1.700		Tratto dalla tab. 6.4.IV NTC in funzione del numero di verticali
Trazione caratt.laterale Tk =	1269.82	kN	Non comprensiva del peso proprio del palo
Trazione di progetto Td =	1111.28	kN	Td = Tk + 0.9*W [Comprensiva del peso proprio W del palo]

4.7 4.7 Resistenza trasversale palo (Broms)

PALI: CALCOLO ANALITICO DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE (Teoria di Broms)

Denominazione Palo:

Numero di verticali indagate (per calcolo fatt. Tab. 6.4.IV):

Coefficiente Parziale Carico Caratter. (Tab. 6.4.VI tipo R3):

Tipo e Dimensioni del palo

Palo in c.a. Palo non in c.a.

Lunghezza Palo: cm Diametro Palo: cm

Dati Geotecnici

VERTICALE INDAGATA N°

Dati verticale corrente

Terreno Coesivo (coes.=Cu; Ø=0) Cu: N/mm²

Terreno Incoerente (coes. = 0)

Vincolo testa del palo **Momento di plasticizzazione palo**

Rotazione impedita Momento primo snervamento

Rotazione libera

Dati Statico-Geometrici Palo in c.a.

Tipo Calcestruzzo: Tipo Acciaio:

N° Barre longitudinali:

Diametro Barre: mm % Armatura:

Copriferro: cm (misurato dal baricentro barre)

Sforzo normale Min: kN (+ compressione; - trazione)

Sforzo normale Max: kN (+ compressione; - trazione)

RISULTATI

Carico laterale resist. caratteristico: kN

Carico laterale resist. di progetto: kN

La teoria di Broms utilizza il momento di plasticizzazione M_y che per una sezione in c.a. andrebbe definito in base ad una prescritta e verificata duttilità di curvatura μ . Le NTC non ne fissano il valore ma al §7.5 prescrivono valori minimi per le zone dissipative dei pali: Arm.longitudinali > 1% Area sez.palo; Passo staffe massimo = 6 diametro barre longitudinali; estensione lunghezza palo dissipativa = 10 volte il diametro del palo.

Il calcolo allo SLU della **resistenza trasversale di progetto** costituisce uno dei dati di input da assegnare nell'[archivio tipologie di pali](#) ma dipende oltre che dalle caratteristiche geotecniche degli strati più superficiali del terreno, anche dall'armatura del palo (non definibile prima del calcolo) e dagli sforzi massimi non ancora calcolati dal programma.

La teoria di Broms utilizza il momento di plasticizzazione che per una sezione in c.a. andrebbe definito in base ad una prescritta e verificata duttilità di curvatura μ . Le NTC non ne fissa il valore ma al §7.5 prescrivono valori minimi per le zone dissipative dei pali: Arm.longitudinali > 1% Area sez.palo; Passo staffe massimo = 6 diametro barre

longitudinali; estensione lunghezza palo dissipativa = 10 volte il diametro del palo.

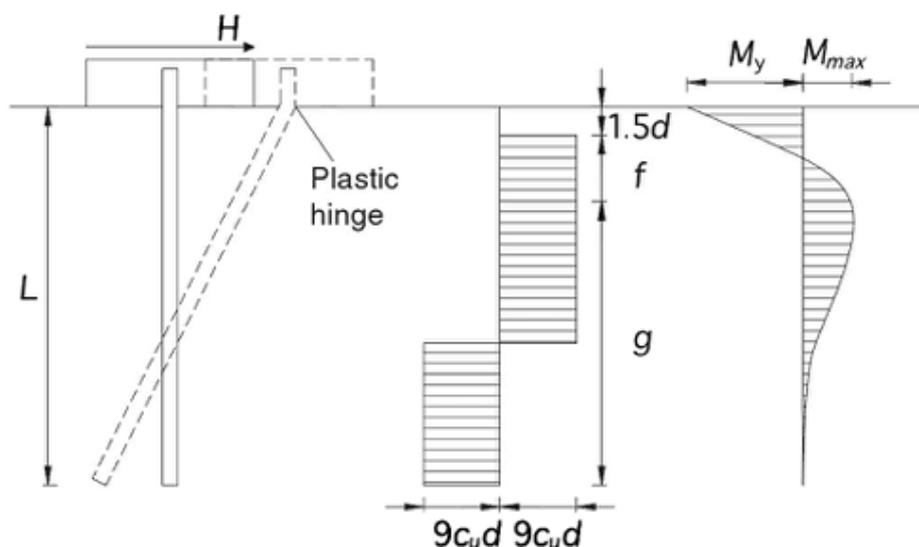
Il programma principale di calcolo non prevede la rotazione plastica (necessaria nella teoria di Broms) per le sezioni dei pali (in programma il corportamento è previsto sempre 'sostanzialmente elastico' non dissipativo). Di conseguenza per il calcolo del carico resistente trasversale del palo si consiglia utilizzare il metodo non lineare indicato nel §6.3 (ESEMPIO3) del manuale on line. Quest'ultimo procedimento consente, a differenza del procedimento di Broms, di considerare anche la variabilità dei parametri geotecnici nel caso di terreno stratificato.

Se, invece, si vuole utilizzare la teoria di Broms (e quindi garantire la duttilità al palo) è necessario assegnare nell'Archivio sezioni travi/pali una armatura longitudinale minima di almeno l'1% dell'area della sezione nonchè staffe ad un passo non superiore a 6 volte il diametro delle barre longitudinali.

Nella presente finestra di calcolo con la teoria di 'Broms', come momento di plasticizzazione viene assunto prudenzialmente pari a quello di primo snervamento (vedi definizione di M_{yd} nel §4.1.2.3.4.2).

Il calcolo analitico del carico resistente (secondo la teoria di Broms esemplificato tramite le formule tratte dal cap.13 'Fondazioni'-Viggiani) è svolto per ognuna delle verticali di indagine effettuate. Il valore caratteristico (cui applicare il coeff. parziale R_3) è dedotto dal minor valore tra il valore medio e quello minimo ridotti a mezzo dei relativi fattori di correlazione forniti dalla tab. 6.4.IV. NTC

Il procedimento di calcolo (teoria di Broms) qui presentato, a rigore, non è più applicabile nel caso di terreno stratificato (specialmente se negli strati più superficiali) o in presenza di falda o nel caso in cui la testa del palo vincolata è posta più in alto del piano campagna (tratto superiore del palo non immerso nel terreno). In questi casi è necessario utilizzare valori medi o ponderali dei parametri geotecnici o ricorrere ad altri metodi e/o abachi.



Come può notarsi in questa illustrazione (palo a rotazione impedita in testa in terreno coesivo) per la sua validità **questa teoria, però, richiede la presenza di cerniere plastiche dotate di grande duttilità rotazionale** che mal si concilia col calcolo non dissipativo (per le combinazioni sismiche) previsto dal presente programma per i pali (cioè il palo resta sempre in fase 'sostanzialmente elastica'). **Di conseguenza tranne che per i micropali in acciaio, sempre dotati di elevata duttilità, si sconsiglia l'uso di questo sottoprogramma per il calcolo della resistenza trasversale (a meno che non si armi il palo in modo da garantire una sufficiente duttilità come sopra riportato).**

Il calcolo viene effettuato secondo l'approccio 2 di cui al punto 6.4.3.1 NTC. In particolare il coeff. parziale R3 da applicare al valore caratteristico della resistenza laterale R3 vale 1.30 come indicato nella tab.6.4.VI NTC.

Il calcolo analitico del carico limite (teoria di Broms vedi cap.13 volume [7²⁰⁷]) è svolto per ognuna delle verticali di indagine. Il valore caratteristico (cui applicare il coeff. parziale suddetto) è dedotto dal minor valore tra il valore medio e quello minimo ridotti a mezzo dei relativi fattori di correlazione forniti dalla tab. 6.4.IV. NTC

Esempio di calcolo con la teoria di Broms.

Si considera un palo a rotazione impedita immerso in argilla normalconsolidata caratterizzata da una coesione non drenata $C_u = 0.04$ N/mm², Per poter effettuare il calcolo con Broms è necessaria fissare preventivamente l'armatura longitudinale che, dovendo garantire una notevole duttilità, non può essere inferiore all' 1% dell'area di calcestruzzo del palo. Quindi viene assegnata l'armatura di 16 16, gli altri dati sono visibili nel grafico all'inizio del presente paragrafo. La stampa dei risultati è la seguente:

DETERMINAZIONE ANALITICA DELLA RESISTENZA LATERALE DI UN PALO DI FONDAZIONE

Denominazione Palo: Palo Trivellato Diam = 60 cm

Numero verticali di indagine: 1
Coeff. Parziale di Sicurezza: 1.30 da applicare alla resistenza caratteristica secondo l'approccio 2 (§ 6.4.3.1.1 NTC)

CARATTERISTICHE DEL PALO

Lunghezza del palo:	1500	cm	
Diametro sezione palo:	60	cm	
Vincolo testa palo:	Rotaz. impedita		La condizione di vincolo è determinata dalla struttura di collegamento del palo.
Classe Calcestruzzo:	C25/30		
Tipo acciaio:	B450C		
N° barre longitudinali:	16	N°	
Diametro barre longit.:	16	mm	
Copriferro barre:	5.0	cm	Misurato dal baricentro delle barre
Sforzo Normale minimo:	460.00	kN	Il mom. di snerv. assunto è il minore tra i due calcolati con Nmin e Nmax
Sforzo Normale massimo:	460.00	kN	Sforzi normali massimo e minimo tra tutte le combinazioni SLU
M. snerv. minimo calcolato:	265.28	kNm	Utilizzato nel caso di palo 'lungo' (§ 13.2 'Fondazioni'-Viggiani)

DATI GEOTECNICI E RISULTATI RIFERITI ALLE SINGOLE VERTICALI DI INDAGINE

Cu	N/mm ²	Valore Coesione per terreno di tipo coesivo
Ø	°	Angolo Attrito per terreno di tipo incoerente
Gamma	kN/m ³	Peso unità volume per terreno di tipo incoerente
Tipo Rottura		a palo 'corto'= rottura terreno; 'medio', 'lungo'= una o più cerniere plastiche lungo il palo
H Res.	kN	Resistenza laterale calcolata con la teoria di Broms (cfr.Cap.13.2 'Fondazioni'-Viggiani)

N.Verticale	Cu	Ø	Gamma	Tipo Rottura	H Res.
-------------	----	---	-------	--------------	--------

1 0.040 --- --- Lungo 322.32

RISULTATI (H= forza laterale resistente)

H Res. medio =	322.32	kN	Valore medio tra quelli esposti nella precedente tabella
Fatt.correlaz. per H Res. medio =	1.700		Tratto dalla tab. 6.4.IV NTC in funzione del numero di verticali
H Res. min =	322.32	kN	Valore minimo tra quelli esposti nella precedente tabella
Fatt.correlaz. per H Res. min =	1.700		Tratto dalla tab. 6.4.IV NTC in funzione del numero di verticali
H Resist. caratteristico =	189.60	kN	Il minore tra il medio ed il minimo (ridotti a mezzo dei fattori di correlazione)
H Resist. di progetto=	145.84	kN	

La resistenza di collasso trasversale (indicata con H Res. medio) vale 322 kN viene ridotta (a mezzo dei fattori di correlazione e al coeff. parziale di sicurezza R3) al valore di progetto di 145 kN da inserire nella finestra delle tipologie di palo. Un importante ruolo nella valutazione della resistenza H giocano pure i valori minimo e massimo dello sforzo normale (da prevedere almeno approssimativamente prima del calcolo vero e proprio)

4.8 4.8 Resistenza compressione micropalo

MICROPALO ISOLATO: CALCOLO RESISTENZA A COMPRESIONE E TRAZIONE

TIPO MICROPALO
 IGU: iniezione unica
 IRP: iniezione ripetuta e selettiva

TIPO SOLLECITAZIONE
 Compressione
 Trazione

Numero di verticali indagate (correl. tab. 6.4.IV NTC):
 Coeff. parziale di sicurezza a compressione (tab. 6.4.II NTC):

VERTICALE INDAGATA N°

DATI GEOMETRICI
 Diametro Perforazione D: cm
 Lunghezza Totale Palo L: cm Lunghezza Bulbo Lb: cm

DATI GEOTECNICI
 Tipo di indagine effettuata
 Con pressiometro Menard Pressione Limite pL: MPa
 Prove SPT Nspt:

Tipo di terreno
 Terreno coesivo
 Terreno incoerente

Dimensione Bulbo di espansione
 Coeff. Alfa di espansione dipendente dal tipo di terreno selezionato:
 Diametro Bulbo D_s = Alfa * D: cm

RISULTATI
 Resistenza ultima caratteristica:
 Resistenza a compressione di progetto:
 Resistenza di Progetto - Peso Palo:
 Diametro Bulbo: cm

Si considerano due tipi di micropali ad iniezione tipo Tubfix. Il tipo IGU ad Iniezione Globale Unica effettuata su tutta la lunghezza del palo. Il tipo IRS ad Iniezione Ripetuta Selettiva che interessa solo la parte inferiore del palo dove il terreno mostri una maggiore consistenza (la parte superiore del palo non viene conteggiata nella resistenza). Per effetto dell'iniezione il diametro D della perforazione diventa D_s= Alfa*D in cui il coeff. Alfa di amplificazione dipende dal tipo di iniezione effettuata (IGU o IRS) e dal tipo di terreno: i coeff. Alfa utilizzati sono tratti dal volume Piles and Pile foundations (Viggiani, Mandolini, Russo).

In questo sottoprogramma si considerano due tipi di micropali ad iniezione tipo Tubfix. Il tipo **IGU** ad Iniezione Globale Unica effettuata su tutta la

lunghezza del palo. Il tipo **IRS** ad Iniezione Ripetuta Selettiva che interessa solo la parte inferiore del palo dove il terreno mostri una maggiore consistenza (la parte superiore del palo non viene conteggiata nella resistenza assiale).

Per effetto dell'iniezione il diametro D della perforazione assegnato in input diventa $D_s = \text{Alfa} \cdot D$ in cui il coeff. Alfa di amplificazione dipende dal tipo di iniezione effettuata (IGU o IRS) e dal tipo di terreno. I coeff. Alfa utilizzati sono tratti dal volume 'Piles and Pile foundations' (Viggiani, Mandolini, Russo).

Se le indagini vengono svolte col pressimetro Menard (consigliate) ottenendo il valore della pressione limite p_L , la tensione tangenziale resistente s agente sul perimetro iniettato del palo viene valutata con la relazione: $s = A + B \cdot P_{lim}$ in cui A e B sono coeff. empirici dipendenti dal tipo di terreno.

La pressione di iniezione P_g deve essere $> p_L$ nei micropali IRS mentre, nei micropali IGU varia da $0,5 p_L$ a p_L . Se le indagini vengono svolte con prove penetrometriche SPT, si ottiene il valore N_{spt} e quindi la tensione tangenziale $s = C + D \cdot N_{spt}$ in cui C e D sono parametri empirici dipendenti dal tipo di terreno.

Il valore caratteristico della resistenza $Q_k = s \cdot P \cdot L_s$ viene infine stimato sul perimetro P espanso (iniettato) del palo e sulla lunghezza del palo L_s iniettata (per i micropali IRS L_s è limitata alla lunghezza del bulbo inferiore L_b).

Di seguito la stampa dei risultati ottenuti per l'input sopra rappresentato.

DETERMINAZIONE ANALITICA DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE DI UN MICROPALO IRS

Numero verticali di indagine: 1
Coeff. Sicurezza Compressione: 1.15 da applicare alla resistenza caratteristica secondo l'approccio 2 (§ 6.4.3.1.1 NTC)

CARATTERISTICHE DEL MICROPALO

Tipologia iniezione:	IRS	Iniezione Ripetuta Selettiva
Lunghezza totale del palo iniettato (portanza nulla)	1200 cm	Lunghezza tot. della perforazione. Il tratto superiore al bulbo non è
Diametro perforazione:	20 cm	
Lunghezza bulbo iniettato	500 cm	Tratto inferiore iniettato (IRS)
Coeff. Alfa espansione diametro di iniezione	2.00	Amplifica il diametro di perforazione (a seconda tipo di terreno) nella zona
Diametro Bulbo	40	= Alfa * D

DATI GEOTECNICI E RISULTATI RIFERITI ALLE SINGOLE VERTICALI DI INDAGINE

P_{lim}	MPa	Pressione limite ottenuta da prove pressiometriche (pressiom. Menard)			
A	MPa	Coeff. A eq. $s = A + B \cdot P_{lim}$ con $s = \text{tens. attrito}$ (in base al tipo di terreno)			
B		Coeff. B eq. $s = A + B \cdot P_{lim}$ con $s = \text{tens. attrito}$ (in base al tipo di terreno)			
s	MPa	Tensione resist. di attito $s = A + B \cdot P_{lim}$ Cfr. Viggiani, Mandolini, Russo (Piles and Pile foundations-2012)			
Q_{lim}		Resistenza limite $Q = P \cdot s \cdot L$ dove P=perimetro sezione espansa; L=lungh.tratto iniettato			

N. Verticale	P_{lim}	A	B	s	Q_{lim}
1	0.260	0.100	0.084	1.218	765.54

RISULTATI (Q = forza assiale resistente)

Q Res. medio =	765.54	kN	Valore medio tra quelli esposti nella precedente tabella
Fatt. correlaz. per Q Res. medio =	1.700		Tratto dalla tab. 6.4.IV NTC in funzione del numero di verticali
Resistenza min =	765.54	kN	Valore minimo tra quelli esposti nella precedente tabella
Fatt. correlaz. per Resistenza min =	1.700		Tratto dalla tab. 6.4.IV NTC in funzione del numero di verticali
Re caratteristico =	450.32	kN	Il minore tra il medio ed il minimo (ridotti a mezzo dei fattori di correlazione)

Resistenza di progetto lordo = 391.58 kN Al lordo del peso proprio del palo
 Resistenza assiale di progetto = 370.38 kN **Q progetto - Peso proprio palo**

Per pali in gruppo (ad es. plinti su micropali) è possibile assumere come resistenza di progetto quella caratteristica (§ 6.4.3.1.1.1 NTC)

4.9 4.9 SLE: Cedimenti e Stima Kwinkler fond. superficiali

FONDAZIONI SUPERFICIALI: CEDIMENTI IMMEDIATI - CEDIMENTI EDOMETRICI - STIMA COSTANTE DI SOTTOFONDO (K WINKLER)

Descrizione del calcolo: **Platea Flessibile**

INPUT DATI Fondazione e Terreno

Fondaz. Rettangolare (Plinto-Platea)
 Fondaz. Nastriforme indefinita (Trave)

Fondazione flessibile
 Fondazione rigida
 Cedim. Edometrico con modulo Mo

Dimensioni pianta fondazione
 B 1000 cm L 1000 cm

Mesh pianta fond. (>= 20 cm): 40 cm

Caratteristiche Terreno (strati dall'alto al basso)
 Numero Strati Terreno (max 10): 1

H [cm]	E [N/mm ²]	μ Poisson	Mo [N/mm ²]
1 2000	32.0	0.5	8.0

strati può essere desunto dal modulo G ottenuto da prove geofisiche ($E_u = 3 G$) oppure da correlazioni con la coesione non drenata C_u ed OCR (vedi Viggiani).
 Per fondazioni rigide si può indicare un cedimento medio fornito dal calcolo edometrico che, nel caso di fondazioni rettangolari (Poulos), vale: $W = 0.33 (2 \times W_{centro} + W_{spigolo})$.
 Per platee su argilla il cedimento ammissibile SLE può assumersi pari a $W_{max} [mm] = 30000 \times \beta_{max}$ ib cui β_{max} è la rotazione relativa massima che, per telai in ca con tompagni, può assumersi pari a $\beta_{max} = 1/500$. Per platee su sabbia può assumersi $W_{max} [mm] = 18000 \times \beta_{max}$. Nel caso di collegamento a servizi $w_{max} = 65$ mm.

RISULTATI (Cedimenti positivi verso il basso)

P.to	X [cm]	Y [cm]	p [N/mm ²]	Ced. Imm. cm	Ced. Ed. cm
0	0	0	1.45	2.76	16.19
1	-480	-480	1.45	1.20	6.32
2	480	-480	1.45	1.20	6.32
3	-480	480	1.45	1.20	6.32
4	480	480	1.45	1.20	6.32

Kw medio immediato: 6.587 N/cm²
 Cedimento Z immediato: 2.201 cm
 Cedim. medio edometr.: 12.899 cm

Le coordinate X, Y, la pressione p ed il cedimento Ced (positivo verso il basso) si riferiscono al baricentro dell'elemento rettangolare (discretizzazione della pianta della fondazione) più vicino al punto di riferimento di cui allo schema grafico (in

Calcola Stampa risultati Esci

Il calcolo dei cedimenti immediati viene svolto con riferimento al modello di Koenig e Sherif, cioè applicando la teoria dell'elasticità (Boussinesque) ma riferendola ai soli strati di terreno compresi entro una profondità (sotto il piano di posa delle fondazioni) pari, circa, alla dimensione B del plinto (o della platea se molto rigida) o pari a 2 volte, circa, la dimensione B trasversale della trave di fondazione (cfr. § 9.6 Viggiani [7]²⁰⁷). Pertanto la somma degli spessori H da assegnare nella griglia di Input deve essere circa pari alle suddette profondità. Nel caso di fondazioni miste lo spessore deve essere maggiore, oltre che alla dimensione trasversale B della platea, anche della lunghezza dei pali fino a considerare la profondità significativa dal punto di vista geotecnico.

Se si conoscono i moduli edometrici M_0 degli strati di terreno coesivo (da richiedere nella definizione delle indagini geotecniche) è possibile stimare anche i cedimenti di consolidazione.

Il programma prevede la discretizzazione della pianta della fondazione a partire dalla Mesh assegnata (se il numero di elementi discreti supera il valore di 1000 la dimensione della mesh viene automaticamente incrementata). Calcolate per ogni rettangolo discreto le aree (tutte uguali), le coordinate dei baricentri e la risultante delle pressioni che su di esso

insistono, viene costruita la matrice di deformabilità del terreno mediante i coeff. riportati nel capitolo 4 del volume [19²⁰⁷]. Per tener conto dello spessore finito dei singoli strati di terreno considerati dette relazioni vengono modificate in base all'approssimazione di Streinbrenner (vedi volume citato).

Nel caso di fondazione (infinitamente) flessibile: nota la matrice di deformabilità ed i singoli carichi agenti sugli elementi è immediata (cioè senza la risoluzione di un sistema di equazioni) la valutazione dei cedimenti dei baricentri singoli elementi discreti.

Nel caso di fondazione (infinitamente) rigida: viene invertita la matrice di deformabilità ottenendo la matrice di rigidezza del terreno. Detta matrice viene condensata in una matrice 3x3 corrispondente alle sole 3 deformazioni della fondazione (cedimento verticale, rotazione intorno all'asse X e rotazione intorno all'asse Y). Assumendo come termini noti del sistema 3x3 gli sforzi totali assegnati in input N, M_x, M_y, la risoluzione del sistema conduce alle deformazioni del piano rigido di contatto fondazione-terreno.

Per le sole fondazioni flessibili il programma calcola, negli 8 punti principali della fondazione, il cedimento a lungo termine sulla base dei moduli edometrici M_o da assegnare ai vari strati del terreno sulla base delle prove eseguite. Anche se detti valori si riferiscono a fondazioni flessibili possono essere assunti a favore di sicurezza anche per le fondazioni reali dotate di rigidezza flessionale (mai infinitamente rigide) che può in effetti variare da caso a caso. Per fondazioni rigide si può indicare un cedimento medio fornito dal calcolo edometrico nel caso di fondazioni rettangolari (Poulos): $w = 0.33 (2 \cdot w_{\text{centro}} + w_{\text{spigolo}})$

Per platee su argilla il cedimento ammissibile SLE può assumersi pari a $w_{\text{max}} [\text{mm}] = 30000 \cdot \theta_{\text{max}}$ in cui θ_{max} è la rotazione relativa massima che, per telai in ca con tompagni, può assumersi pari a $\theta_{\text{max}} = 1/500$. Per platee su sabbia può assumersi pari a $w_{\text{max}} [\text{mm}] = 18000 \cdot \theta_{\text{max}}$. Nel caso di collegamento a servizi $w_{\text{max}} = 65 \text{ mm}$.

Se i momenti flettenti assegnati comportano il distacco anche parziale (per sollevamento) della fondazione è opportuno modificare le dimensioni della fondazione (il calcolo viene interrotto).

Naturalmente gli spessori degli strati ed i parametri meccanici del terreno E, μ , M_o vanno assunti sulla base delle indagini geotecniche eseguite. Nel caso di terreni con incremento sensibile del modulo E con la profondità (argille sovraconsolidate o terreni sabbiosi) lo spessore H dello strato può essere suddiviso in più strati con valori crescenti di E.

Esempio

Si considera la platea quadrata di lato B=L=1000 cm e spessore H=150 cm rappresentata in figura. Il terreno è costituito da argilla satura di media consistenza fino alla profondità di 30 metri. I dati geotecnici relativi al suddetto strato sono i seguenti:

$C_u = 0.07 \text{ M/mm}^2$

$E = 32.0 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico terreno ricavato da prove geofisiche

$M_o = 8.0 \text{ N/mm}^2$ modulo edometrico costante per tutto lo strato ricavato da prove CPT

Il cedimento SLE massimo ammissibile viene calcolato assumendo una rotazione relativa massima pari a $w_{\max} = 500$, da cui si ricava, per terreno argilloso, un cedimento ammissibile: $w_{\max} = 30000 / 500 = 60 \text{ mm} = 6.0 \text{ cm}$.

La platea risulta già verificata nei confronti degli SLU. Si vuole ora effettuare la verifica dei cedimenti (immediati e a lungo termine) allo SLE e stimare un valore per il coeff. K_w di sottofondo (da assegnare successivamente alla struttura di fondazione con i suoi carichi applicati concentrati e distribuiti nelle loro precise posizioni) che tenga conto di tali cedimenti.

Il carico SLE di progetto complessivo e centrato gravante sul terreno sotto la platea è pari a $E_d(\text{SLE}) = 20300 \text{ kN}$ che corrisponde ad una pressione uniforme $q(\text{SLE}) = 0.145 \text{ N/mm}^2$ assegnata in figura (nel caso di carico distribuito eccentrico è possibile assegnare in programma 3 valori di q per definire un generico piano di carico inclinato).

Inseriti in griglia i dati geotecnici assegnati ed una profondità di 2000 cm entro cui valutare le deformazioni nell'unico strato di terreno qui previsto, si ottengono i risultati esposti in figura. Mentre il cedimento medio immediato (cm 2.2) non crea problemi, quello edometrico (sia pure considerando quello che tiene conto di una certa rigidità della platea secondo la formula empirica di Poulos prima specificata) pari a 12.9 cm risulta molto più grande di quello massimo ammissibile di 6.0 cm.

Il coeff. di sottofondo da attribuire al cedimento a lungo termine può essere quindi valutato come rapporto tra la pressione unitaria media ed il cedimento medio a lungo termine: $K_w = 14.5/12.9 = 1.124 \text{ N/cm}^3$

S.L.E. - Calcolo cedimenti elastici immediati ed edometrici. Stima coeff. sottofondo (Kwinkler)

Descrizione del calcolo: Platea Flessibile

Tipologia fondazione:	Rettangolare		
Tipologia fondazione:	Fond. flessibile		rigidezza nulla della fondazione nel calcolo di deformazione
Larghezza B fond.:	1000	cm	
Lunghezza L fond.:	1000	cm	
Carico q:	0.145	N/mm^2	carico unitario uniforme trasmesso dalla fondazione al terreno

Caratteristiche del terreno:

STRATO N°:	1		
Spessore strato:	2000	cm	
Modulo elastico E:	32.0	N/mm^2	
Coeff. di Poisson μ :	0.50		
Modulo edometrico M_o :	8.0	N/mm^2	

Risultati riferiti ai punti significativi della fondazione rettangolare

Punto	n°	Oltre al baricentro della fondazione (punto 0) il calcolo è riferito ad altri 8 punti (i 4 spigoli e i 4 punti medi dei lati). Detti punti corrispondono ai baricentri degli elementi, generati dalla discretizzazione, più vicini ai punti stessi.				
-	-					
-	-					
X	cm	Ascissa punti significativi (assi riferim. baricentrico)				
Y	cm	Ordinata punti significativi (assi riferim. baricentrico)				
p	N/mm^2	pressione di contatto fond.-terreno in corrisp. dei punti				
Ced.Ist.	cm	cedimenti immediati dei punti significativi della fondazione.				
Ced.Ed.	cm	cedimenti edometrici dei punti significativi della fondazione.				

Punto	X	Y	p	Ced.Ist.	Ced.Ed.	Note
0	0	0	1.45	2.76	16.19	Baricentro della fondazione

1	-480	-480	1.45	1.20	6.32	Spigolo inf. sin. fondazione
2	480	-480	1.45	1.20	6.32	Spigolo inf. des. fondazione
3	-480	480	1.45	1.20	6.32	Spigolo sup. sin. fondazione
4	480	480	1.45	1.20	6.32	Spigolo sup. des. fondazione
5	-480	0	1.45	1.79	9.88	Punto medio lato sin. fondazione
6	480	0	1.45	1.79	9.88	Punto medio lato des. fondazione
7	0	-480	1.45	1.79	9.88	Punto medio lato inf. fondazione
8	0	480	1.45	1.79	9.88	Punto medio lato sup. fondazione

Kw medio immediato (press. media/cedim. medio) = 6.6 N/cm³

Cedimento medio immediato = 2.20 cm

Cedimento medio edometr.: 12.90 cm

N.B. Il calcolo dei cedimenti immediati in esercizio viene svolto con riferimento al modello di Koenig e Sherif, cioè applicando la teoria dell'elasticità (Boussinesque) ma riferendola ai soli strati di terreno compresi entro una profondità (sotto il piano di posa delle fondazioni) pari alla dimensione B del plinto (platea) o pari a 2 volte la dimensione B trasversale della trave di fondazione. Pertanto la somma degli spessori H da assegnare nella griglia di Input deve essere circa pari alla suddetta profondità.

Il programma prevede la discretizzazione della pianta della fondazione a partire dalla Mesh assegnata (se il numero di elementi discreti supera il valore di 1000 la mesh viene automaticamente incrementata). Calcolate per ogni rettangolo discreto le aree (tutte uguali), le coordinate dei baricentri e la risultante delle pressioni che su di esso insistono, viene costruita la matrice di deformabilità del terreno mediante i coefficienti riportati nel capitolo 4 del volume 'INTERAZIONE FONDAZIONE TERRENO' - Vincenzo Caputo - Ed. Hevelius. Per tener conto dello spessore finito dei singoli strati di terreno considerati dette relazioni vengono modificate in base all'approssimazione di Streinbrenner (vedi vol. sopra citato).

In questo caso di fondazione infinitamente flessibile: nota la matrice di deformabilità ed i singoli carichi agenti sugli elementi è immediata la valutazione dei cedimenti dei baricentri singoli elementi discreti.

4.10 4.10 SLE: Cedimenti di consolidazione fond. superficiali

SLE: CEDIMENTI DI CONSOLIDAZIONE DI FONDAZIONI SU ARGILLE SATURE (METODO EDMETRICO)

Descrizione del calcolo: Es. 5.1 vol. Geotecnica - R.Lancellotta

Dati Tipologia della fondazione

Fondazione Rettangolare (Plinto)
 Fondazione Circolare (Plinto)
 Nastriforme indefinita (Trave)

R: 750 cm

Carico q uniforme: 1.70 N/mm²

Mesh pianta fond. (>20): 20 cm

Caratteristiche del Terreno

Profondità D Piano Posa fondazione rispetto al Piano Campagna: 300 cm

Profondità Dw Falda rispetto al Piano Campagna: 150 cm

Numero Strati terreno (max 10): 2

Descrizione Strati terreno (dall'alto verso il basso). N.B. il cedimento di strati non argillosi non viene conteggiato.

H strato [cm]	Tipo strato	Peso vol. kN/m ³	CR (rapp.compr.)	RR (rapp. ricompr.)	OCR [Svp ² /Sv ⁰]
1	400 Argilla Sovraconsol.	19.00	.177	.03	5
2	600 Argilla Normalconsol.	18.00	.124	---	---

DATI DI INPUT:
 N.B. Il Carico q uniforme da assegnare è quello trasmesso dalla fondazione al terreno (il carico del terreno sbancato (peso spec. terreno * D) viene sottratto in automatico dal programma. H Strato sono gli spessori degli strati che si susseguono sotto la fondazione dall'alto verso il basso. CR = Cc/(1+E0) in cui Cc è l'indice di compressione (argille normalconsolidate) e E0

RISULTATI

Cedimento Totale strati argillosi: 23.77 cm

Strato	Sub Strato	Prof. strato, cm	Sv ⁰ N/mm ²	u ⁰ N/mm ²	Svp ² N/mm ²	DSq N/mm ²	Cedim. cm
1	1	100	0.076	0.025	0.051	0.113	3.02
1	2	300	0.114	0.044	0.070	0.107	2.42
2	1	500	0.151	0.064	0.087	0.094	7.86

DATI DI OUTPUT:
 N.B. Ogni strato avente uno spessore superiore a 200 cm viene suddiviso in più substrati di terreno. Prof.Strato = distanza verticale (sempre positiva) tra il livello del piano orizzontale medio del singolo substrato ed il piano campagna (profondità = 0).

Calcola Stampa Esci

In alternativa al più celere programma di servizio ['Stima Kwinkler e cedimenti'](#) ^[159] che utilizza i valori del modulo edometrico Mo, questo programma valuta i cedimenti di consolidazione (negli SLE in terreni argillosi) a partire da una serie di dati geotecnici di laboratorio. Il procedimento di calcolo utilizzato è descritto in dettaglio nel [volume \[6\]](#) ^[207] di Lancellotta.

DATI DI INPUT

Il Carico q uniforme da assegnare è pari alla differenza tra quello trasmesso dalla fondazione e quello del terreno sbancato (peso spec. terreno * D)

H Strato sono gli spessori degli strati che si susseguono sotto la fondazione dall'alto verso il basso.

$CR = Cc/(1+E_0)$ in cui Cc è l'indice di compressione (argille normalconsolidate) e E_0 è l'indice dei vuoti in corrispondenza della pressione litostatica efficace dello strato in esame. Detti valori vanno dedotti dalle prove edometriche eseguite.

$RR = Cr/(1+Ep)$ in cui Cr è l'indice di ricomprensione (argille sovraconsolidate) e Ep è l'indice dei vuoti in corrispondenza della pressione di preconsolidazione dello strato in esame.

$OCR = Svp'/Sv_0'$ in cui Svp' è la pressione di preconsolidazione misurata nello strato e Sv_0' è la corrispondente pressione litostatica efficace.

RISULTATI

Ogni strato avente uno spessore superiore a 200 cm viene suddiviso in più substrati di terreno.

Prof.Strato = distanza verticale (sempre positiva) tra il livello del piano orizzontale medio del singolo substrato ed il piano campagna (profondità = 0).

Sv_0 = pressione litostatica totale al livello del piano orizzontale medio del substrato.

u_0 = pressione neutra al livello del piano orizzontale medio del substrato.

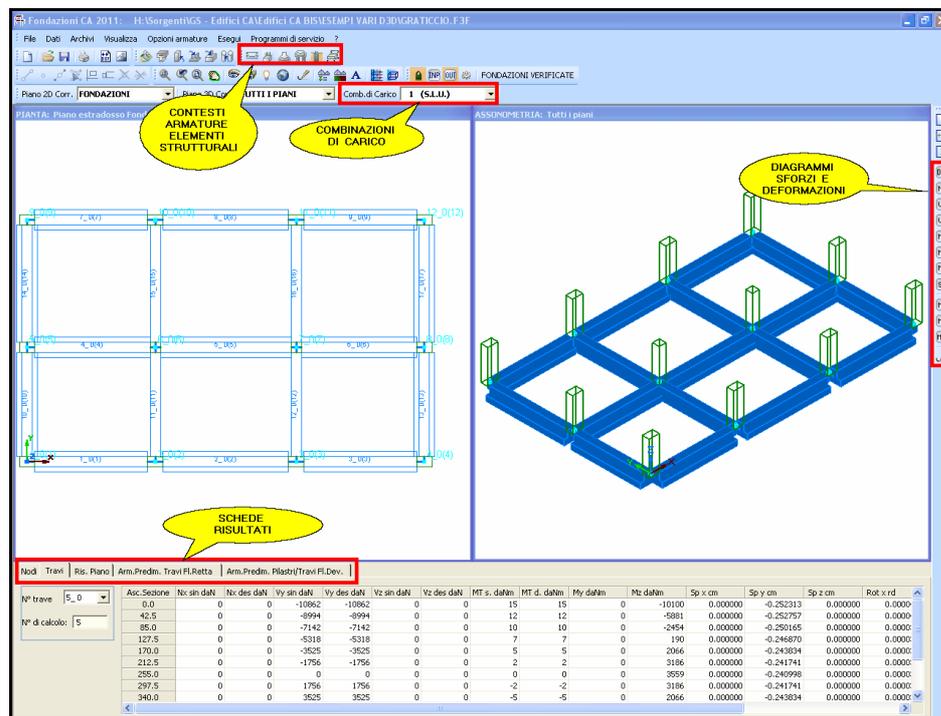
Svp' = $OCR * (Sv_0 - u_0)$ = pressione di preconsolidazione efficace al livello del piano orizzontale medio del substrato.

DSq = pressione trasmessa dal solo carico q (trasmesso dalla fondazione al terreno) al livello medio del substrato.

Il calcolo viene eseguito utilizzando la formula di Bussinesque della tensione verticale nel semispazio elastico a partire dalla discretizzazione (fatta sulla base della assegnata dimensione della mesh) della pianta della fondazione in rettangoli elementari nei cui baricentri si concentrano le risultanti del carico di competenza dei singoli rettangoli.

Cedim. = cedimento del singolo substrato pari a $dH * CR * \log[(Sv_0' + DSq)/Sv_0']$ in cui dH è lo spessore del substrato. Nel caso si argilla sovraconsolidata a CR va sostituito RR ed aggiunto un ulteriore analogo termine di cedimento con CR nel caso in cui la somma $Sv_0' + DSq$ superi Svp' .

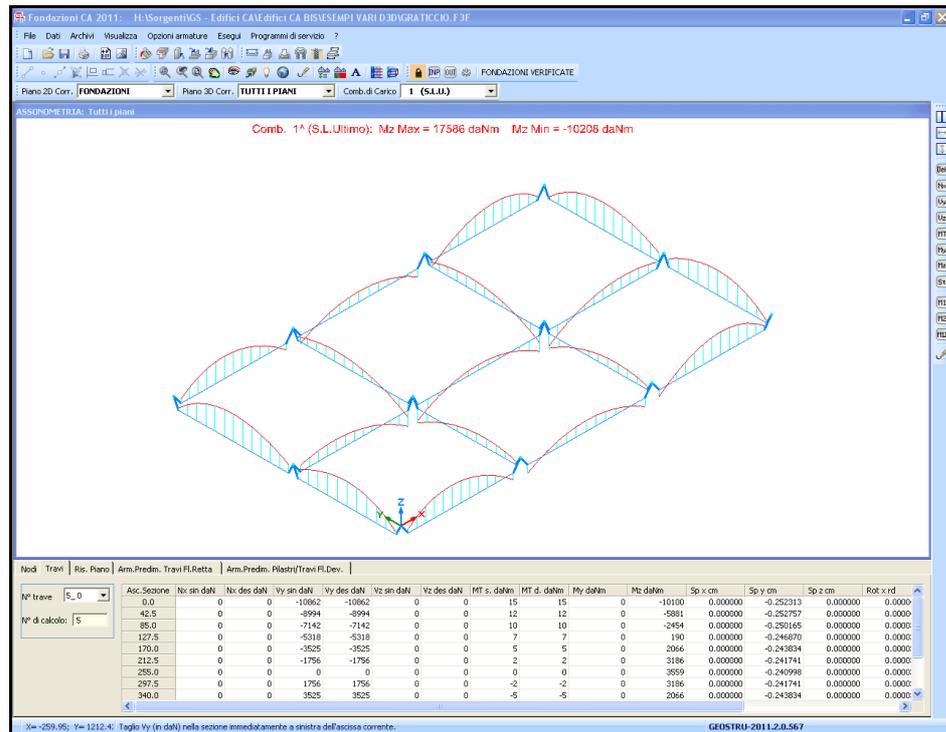
5 5 Risultati



Alla fine delle elaborazioni l'interfaccia del programma appare modificata rispetto a quella dell'input. In particolare:

- Nella finestra grafica 3D i conci rigidi collegano i nodi ai baricentri delle sezioni di estremità del tratto deformabile delle aste.
- La casella di scelta delle condizioni di carico di input è sostituita da quella delle combinazioni di carico assegnate.
- I pulsanti della toolbar verticale relativi ai diagrammi degli sforzi e deformazioni risultano attivi.
- Le schede di input sono sostituite da quelle contenenti i risultati per ogni tipo di elemento strutturale progettato. Ad esempio per visualizzare lo spostamento di un nodo in corrispondenza di una data combinazione basta selezionare la scheda Nodi, quindi cliccare sul nodo di interesse. Nella tabella della scheda verrà evidenziata la riga contenente i dati del nodo.
- Sono operativi i pulsanti che consentono l'apertura dei contesti delle armature relative alle tipologie presenti nel progetto corrente. I vari contesti possibili sono illustrati singolarmente nel § 2.3⁹².

5.1 5.1 I diagrammi



Dopo l'effettuazione del calcolo le schede relative alla fase di input vengono sostituite con nuove schede contenenti i risultati relativi ai vari elementi strutturali presenti nel calcolo. In particolare per ogni combinazione di carico vengono visualizzati:

- gli spostamenti dei nodi e le reazioni nei nodi vincolati
- gli sforzi nelle travi, nei pilastri, nelle pareti nei pali e nei plinti
- le armature di predimensionamento di travi e pilastri successivamente organizzate nei vari contesti previsti di cui al § 2.3⁹² in cui vengono fornite le disposizioni esecutive e le verifiche dettagliate sezione per sezione.

5.2 5.2 Stampa risultati

STAMPA RISULTATI GENERALI

SCELTE DI STAMPA

DATI DI INPUT **RISULTATI**

Piani Rigidi - Nodi

Spost.Piani Rigidi

Spost./Reaz./Nodi

Travi

Sforzi dall'analisi

Pali

Verifiche geotecniche e sezionali (sez. più sollecitata)

Verifica sez. oltre i 10 m. di profondità

Le armature e le relative verifiche sezionali relativi a travi, a plinti superficiali, a plinti su pali e a pali vengono stampate dopo la selezione dei relativi risultati tramite gli appositi comandi di menu.

STAMPA

ESCI

Le stampe relative ai risultati generali dei nodi e delle travi presenti nel modello calcolato (spostamenti e reazioni dei nodi, sforzi e armature di predimensionamento delle travi vanno selezionate nell'apposita finestra rappresentata in figura). Le verifiche sezionali e di dettaglio delle travi e dei plinti vengono invece stampate all'interno dei contesti delle armature (§ 2.3⁹²). Le verifiche dei pali e delle platee sono invece selezionabili dalla presente finestra.

A titolo di esempio si riporta di seguito la stampa (stralcio) degli spostamenti dei nodi e degli sforzi nelle travi di fondazione del graticcio visualizzato nel grafico di inizio di questo capitolo.

SPOSTAMENTI E REAZIONI VINCOLARI DEI NODI

- SX,SY,SZ: cm Spostamenti (sist. rif. generale) dei baricentri dei singoli nodi per tutte le combinazioni

- RotX,RotY,RotZ: rad*1000 Rotazioni (sist. rif. generale) dei singoli nodi per tutte le combinazioni calcolate

- Reaz X,Reaz Y,Reaz Z: daN Forze di Reazione dei vincoli nodali fissi ed elastici (compresi plinti e pali)

- ReazMX,ReazMY,ReazMZ: daNm Momenti di Reazione dei vincoli nodali fissi ed elastici (compresi plinti e pali)

- SLU, SLE: Stati Limite Ultimi e di Esercizio delle combinazioni non sismiche

SLU: COMBINAZIONE DI CARICO N. 1

Nodo	Level.	SX	SY	SZ	RotX	RotY	RotZ	Reaz X	Reaz Y	Reaz Z	Reaz MX	Reaz MY	Reaz MZ
1_0	0	0.00000	0.00000	-0.51855	1.07239	-0.95806	0.00000	0	0	0	0	0	0
2_0	0	0.00000	0.00000	-0.27336	0.27010	-0.13962	0.00000	0	0	0	0	0	0
3_0	0	0.00000	0.00000	-0.27336	0.27010	0.13962	0.00000	0	0	0	0	0	0
4_0	0	0.00000	0.00000	-0.51855	1.07239	0.95806	0.00000	0	0	0	0	0	0
5_0	0	0.00000	0.00000	-0.24626	0.09719	-0.23379	0.00000	0	0	0	0	0	0
6_0	0	0.00000	0.00000	-0.25231	0.04044	0.05404	0.00000	0	0	0	0	0	0
7_0	0	0.00000	0.00000	-0.25231	0.04044	-0.05404	0.00000	0	0	0	0	0	0
8_0	0	0.00000	0.00000	-0.24626	0.09719	0.23379	0.00000	0	0	0	0	0	0
9_0	0	0.00000	0.00000	-0.50802	-1.10756	-0.94124	0.00000	0	0	0	0	0	0
10_0	0	0.00000	0.00000	-0.26733	-0.33979	-0.13680	0.00000	0	0	0	0	0	0
11_0	0	0.00000	0.00000	-0.26733	-0.33979	0.13680	0.00000	0	0	0	0	0	0
12_0	0	0.00000	0.00000	-0.50802	-1.10756	0.94124	0.00000	0	0	0	0	0	0

SLE: COMBINAZIONE DI CARICO N. 2

Nodo	Level.	SX	SY	SZ	RotX	RotY	RotZ	Reaz X	Reaz Y	Reaz Z	Reaz MX	Reaz MY	Reaz MZ
1_0	0	0.00000	0.00000	-0.42815	0.90883	-0.79815	0.00000	0	0	0	0	0	0
2_0	0	0.00000	0.00000	-0.22391	0.25452	-0.11632	0.00000	0	0	0	0	0	0
3_0	0	0.00000	0.00000	-0.22391	0.25452	0.11632	0.00000	0	0	0	0	0	0
4_0	0	0.00000	0.00000	-0.42815	0.90883	0.79815	0.00000	0	0	0	0	0	0
5_0	0	0.00000	0.00000	-0.19620	0.08122	-0.20080	0.00000	0	0	0	0	0	0
6_0	0	0.00000	0.00000	-0.19559	0.03433	0.03890	0.00000	0	0	0	0	0	0
7_0	0	0.00000	0.00000	-0.19559	0.03433	-0.03890	0.00000	0	0	0	0	0	0
8_0	0	0.00000	0.00000	-0.19620	0.08122	0.20080	0.00000	0	0	0	0	0	0
9_0	0	0.00000	0.00000	-0.41976	-0.93722	-0.78457	0.00000	0	0	0	0	0	0
10_0	0	0.00000	0.00000	-0.21923	-0.30890	-0.11392	0.00000	0	0	0	0	0	0
11_0	0	0.00000	0.00000	-0.21923	-0.30890	0.11392	0.00000	0	0	0	0	0	0
12_0	0	0.00000	0.00000	-0.41976	-0.93722	0.78457	0.00000	0	0	0	0	0	0

TRAVI DEL LIVELLO DI FONDAZIONE: SFORZI DI COMBINAZIONE

- Nodo In/Fin: Nome del nodo iniziale e finale della trave
 - Xini/Xfin: cm Ascissa sezioni iniziale e finale del tratto flessibile della trave (Xini è sempre nulla)
 - Comb. (SLU) (SLE) Tipologia (Stato Limite Ultimo o di Esercizio) delle combinazioni non sismiche
 - MyMax/MyMin: daNm Valori massimo e minimo del momento My (y=asse princ.inerzia sez.) tra tutte le sezioni di campata della trave
 - MzMax/MzMin: daNm Valori massimo e minimo del momento Mz (z=asse princ.inerzia sez.) tra tutte le sezioni di campata della trave
 - PtMax/PtMin: daN/cm² Massima e minima pressione di contatto sul terreno
 - Nx, Vy, Vz, MT, My, Mz: daN/daNm Sforzi nella sezione iniziale e finale (rif. agli assi x,y,z principali d'inerzia)

n°Trave	Nodo Ini.	Xini	Comb.	My max	Mz max	Pt max	Nx	Vy	Vz	MT	My	Mz
	Nodo Fin.	Xin		My min	Mz min	Pt min						
		cm		daNm	daNm	daN / cm ²	daN	daN	daN	daNm	daNm	daNm
1	1_0	0.0	1	---	14654	1.2964	0	-14344	---	1762	---	2632
	2_0	440.0	1	---	0	0.6834	0	14012	---	1326	---	-4228
		0.0	2	---	12206	1.0704	0	-11941	---	1448	---	2201
		440.0	2	---	0	0.5598	0	11669	---	1070	---	-3522
2	2_0	0.0	1	---	6985	0.6834	0	-10514	---	97	---	-5471
	3_0	490.0	1	---	-1574	0.5889	0	10514	---	-97	---	-5471
		0.0	2	---	5816	0.5598	0	-8752	---	91	---	-4553
		490.0	2	---	-1310	0.4812	0	8752	---	-91	---	-4553
3	3_0	0.0	1	---	14654	1.2964	0	-14012	---	-1326	---	-4228
	4_0	440.0	1	---	0	0.6834	0	14344	---	-1762	---	2632
		0.0	2	---	12206	1.0704	0	-11669	---	-1070	---	-3522
		440.0	2	---	0	0.5598	0	11941	---	-1448	---	2201
4	5_0	0.0	1	---	7594	0.6308	0	-5292	---	130	---	4004
	6_0	450.0	1	---	-6026	0.5403	0	11968	---	84	---	-10208
		0.0	2	---	6119	0.4905	0	-4227	---	107	---	3256
		450.0	2	---	-4573	0.4232	0	9361	---	69	---	-7845
5	6_0	0.0	1	---	3559	0.6319	0	-10862	---	15	---	-10100
	7_0	510.0	1	---	-5881	0.6025	0	10862	---	-15	---	-10100
		0.0	2	---	2815	0.4895	0	-8423	---	13	---	-7770
		510.0	2	---	-4500	0.4660	0	8423	---	-13	---	-7770
6	7_0	0.0	1	---	7594	0.6308	0	-11968	---	-84	---	-10208
	8_0	450.0	1	---	-6026	0.5403	0	5292	---	-130	---	4004
		0.0	2	---	6119	0.4905	0	-9361	---	-69	---	-7845
		450.0	2	---	-4573	0.4232	0	4227	---	-107	---	3256
7	9_0	0.0	1	---	14365	1.2700	0	-13971	---	-1712	---	2687
	10_0	440.0	1	---	0	0.6683	0	13661	---	-1243	---	-4082
		0.0	2	---	11977	1.0494	0	-11643	---	-1411	---	2249
		440.0	2	---	0	0.5481	0	11396	---	-1007	---	-3415
8	10_0	0.0	1	---	6809	0.6683	0	-10214	---	-122	---	-5290
	11_0	490.0	1	---	-1505	0.5761	0	10214	---	122	---	-5290
		0.0	2	---	5675	0.5481	0	-8521	---	-111	---	-4418
		490.0	2	---	-1260	0.4713	0	8521	---	111	---	-4418
9	11_0	0.0	1	---	14365	1.2700	0	-13661	---	1243	---	-4082
	12_0	440.0	1	---	0	0.6683	0	13971	---	-1712	---	2687
		0.0	2	---	11977	1.0494	0	-11396	---	1007	---	-3415
		440.0	2	---	0	0.5481	0	11643	---	-1411	---	2249

10	1_0	0.0	1	---	15927	1.2964	0	-15656	---	-1671	---	1369
	5_0	410.0	1	---	0	0.6157	0	9674	---	-1309	---	5610
		0.0	2	---	13395	1.0704	0	-13060	---	-1381	---	1164
		410.0	2	---	0	0.4905	0	7740	---	-1077	---	5225
11	2_0	0.0	1	---	5832	0.6834	0	-5474	---	-194	---	2324
	6_0	410.0	1	---	-5068	0.5951	0	11024	---	-176	---	-9238
		0.0	2	---	4880	0.5598	0	-4580	---	-156	---	1895
		410.0	2	---	-3495	0.4694	0	8563	---	-140	---	-6735
12	3_0	0.0	1	---	5832	0.6834	0	-5474	---	194	---	2324
	7_0	410.0	1	---	-5068	0.5951	0	11024	---	176	---	-9238
		0.0	2	---	4880	0.5598	0	-4580	---	156	---	1895
		410.0	2	---	-3495	0.4694	0	8563	---	140	---	-6735
13	4_0	0.0	1	---	15927	1.2964	0	-15656	---	1671	---	1369
	8_0	410.0	1	---	0	0.6157	0	9674	---	1309	---	5610
		0.0	2	---	13395	1.0704	0	-13060	---	1381	---	1164
		410.0	2	---	0	0.4905	0	7740	---	1077	---	5225
14	5_0	0.0	1	---	17586	1.2700	0	-10034	---	1107	---	5552
	9_0	460.0	1	---	0	0.5987	0	16029	---	1505	---	1493
		0.0	2	---	14744	1.0494	0	-8034	---	911	---	5176
		460.0	2	---	0	0.4773	0	13358	---	1244	---	1260
15	6_0	0.0	1	---	7036	0.6683	0	-11146	---	154	---	-9145
	10_0	460.0	1	---	-5175	0.5480	0	6125	---	173	---	2346
		0.0	2	---	5846	0.5481	0	-8654	---	122	---	-6660
		460.0	2	---	-3578	0.4314	0	5084	---	140	---	1913
16	7_0	0.0	1	---	7036	0.6683	0	-11146	---	-154	---	-9145
	11_0	460.0	1	---	-5175	0.5480	0	6125	---	-173	---	2346
		0.0	2	---	5846	0.5481	0	-8654	---	-122	---	-6660
		460.0	2	---	-3578	0.4314	0	5084	---	-140	---	1913
17	8_0	0.0	1	---	17586	1.2700	0	-10034	---	-1107	---	5552
	12_0	460.0	1	---	0	0.5987	0	16029	---	-1505	---	1493
		0.0	2	---	14744	1.0494	0	-8034	---	-911	---	5176
		460.0	2	---	0	0.4773	0	13358	---	-1244	---	1260

STAMPA VERIFICHE TRAVATE

Le stampe delle verifiche sezionali riguardanti tutte le combinazioni assegnate possono essere effettuate per singola travata o per tutte le travate del piano di fondazione (assemblaggio finale dei risultati a calcolo concluso). Lo stralcio di stampa di seguito riportato riguarda una travata del graticcio visualizzato all'inizio del presente capitolo.

TRAVATA N° 1 AL LIVELLO FONDAZIONI: 1-2-3-4**DESCRIZIONE TRAVATA**

- N.Trave: Numero assegnato in input alla trave che definisce la singola campata (nel livello di piano corrente)
- Nodo I /Nodo F.: Nomi dei nodi iniziale e finale della trave (nel livello di piano corrente)
- Sezione: Nome attribuito alla sezione della trave nell'archivio sezioni
- Luce: Lunghezza in cm delle singole campate calcolata da nodo a nodo (= baricentro sezione se il nodo è un pilastro)
- Concio I/Concio F.: Lunghezza in cm dei conci rigidi iniziale e finale della trave di campata
- Luce Netta: Lunghezza in cm delle singole campate al netto delle lunghezze dei conci rigidi

Camp.	N.Trave	Nodo I.	Nodo F.	Sezione	Luce	Concio I.	Concio F.	Luce Netta
1	1	1_0	2_0	T1	500.0	30.0	30.0	440.0
2	2	2_0	3_0	T1	550.0	30.0	30.0	490.0
3	3	3_0	4_0	T1	500.0	30.0	30.0	440.0

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

CLASSE CONGLOMERATO:	C25/30		
Ec =	314700	daN/cm ²	Modulo elastico normale
fcd =	141.6	daN/cm ²	Resistenza a compressione di calcolo
ftd =	11.9	daN/cm ²	Resistenza a trazione di calcolo
ftm =	25.6	daN/cm ²	Resistenza media a trazione
Peso Specifico =	2500	daNm ³	Peso specifico conglomerato (armato)
ACCIAIO TIPO:	B450C		
Ea =	2000000	daN/cm ²	Modulo Elastico normale
fyd =	3913.0	daN/cm ²	Resistenza a snervamento di calcolo
ftd =	3913.0	daN/cm ²	Resistenza ultima di calcolo
β1*β2 iniz. =	0.07		Coeff. di aderenza conglom./acciaio per le combinazioni rare in esercizio
β1*β2 fin. =	1.00		Coeff. di aderenza conglom./acciaio per le combinazioni freq. e quasi permanenti in esercizio

CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI PRESENTI NELLA TRAVATA

NOME SEZIONE: T1
 Forma Sezione: T / T rovescia
 Classe Conglomerato: C25/30
 Tipo acciaio per barre: B450C
 Base Inf. = 80.0 cm Altezza Inf. = 30.0 cm
 Base Sup. = 40.0 cm Altezza Sup. = 40.0 cm
 Coeff. di sottofondo (Winkler): 2.50 daN/cm²
 Larghezza appoggio magrone: 90.0 cm
 Spessore magrone: 15.0 cm
 Pressione Limite terreno: 2.00 daN/cm²
 Punto inserimento sezione: Estradosso Punto di passaggio dell'asse x' del riferimento locale della trave
 Coprif. Inf. (dal baric. barre) = 4.0 cm Coprif. Sup. (dal baric. barre) = 4.0 cm

INVILUPPO SFORZI DELLE COMBINAZIONI DI RESISTENZA

- X: Assisse progressive (in cm) delle sezioni riferite alla luce netta deformabile della singola campata
- Mmax, Mmin: Momenti flettenti di inviluppo espressi in daNm
- Vmax, Vmin: Tagli di inviluppo espressi in daN
- MTmax, MTmin: Momenti torcenti di inviluppo espressi in daNm
- Nmax, Nmin: Sforzi normali di inviluppo espressi in daN

Camp.	X	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	MTmax	MTmin	Nmax	Nmin
1	0.0	0	-2632	0	-14344	1762	0	0	0
1	36.7	0	-7238	0	-10929	1704	0	0	0
1	73.3	0	-10646	0	-7801	1651	0	0	0
1	110.0	0	-12959	0	-4938	1602	0	0	0
1	146.7	0	-14268	0	-2312	1556	0	0	0
1	183.3	0	-14654	111	0	1515	0	0	0
1	220.0	0	-14186	2365	0	1477	0	0	0
1	256.7	0	-12920	4484	0	1443	0	0	0
1	293.3	0	-10898	6499	0	1413	0	0	0
1	330.0	0	-8154	8441	0	1386	0	0	0
1	366.7	0	-4708	10331	0	1363	0	0	0
1	403.3	0	-577	12186	0	1343	0	0	0
1	440.0	4228	0	14012	0	1326	0	0	0
2	0.0	5471	0	0	-10514	97	0	0	0
2	40.8	1574	0	0	-8607	80	0	0	0
2	81.7	0	-1558	0	-6772	64	0	0	0
2	122.5	0	-3956	0	-5007	48	0	0	0
2	163.3	0	-5647	0	-3301	32	0	0	0
2	204.2	0	-6652	0	-1639	16	0	0	0
2	245.0	0	-6985	0	0	0	0	0	0
2	285.8	0	-6652	1639	0	0	-16	0	0
2	326.7	0	-5647	3301	0	0	-32	0	0
2	367.5	0	-3956	5007	0	0	-48	0	0
2	408.3	0	-1558	6772	0	0	-64	0	0
2	449.2	1574	0	8607	0	0	-80	0	0
2	490.0	5471	0	10514	0	0	-97	0	0
3	0.0	4228	0	0	-14012	0	-1326	0	0
3	36.7	0	-577	0	-12186	0	-1343	0	0
3	73.3	0	-4708	0	-10331	0	-1363	0	0
3	110.0	0	-8154	0	-8441	0	-1386	0	0
3	146.7	0	-10898	0	-6499	0	-1413	0	0
3	183.3	0	-12920	0	-4484	0	-1443	0	0
3	220.0	0	-14186	0	-2365	0	-1477	0	0
3	256.7	0	-14654	0	-111	0	-1515	0	0
3	293.3	0	-14268	2312	0	0	-1556	0	0
3	330.0	0	-12959	4938	0	0	-1602	0	0
3	366.7	0	-10646	7801	0	0	-1651	0	0
3	403.3	0	-7238	10929	0	0	-1704	0	0
3	440.0	0	-2632	14344	0	0	-1762	0	0

INVILUPPO ARMATURE NELLE SEZIONI

Camp.	X	Barre Inferiori	Barre Superiori	Staffe	Barre di Parete
1	0.0	3Ø16(6.03)	5Ø16(10.05)	2brØ10/18'(8.73)	8Ø12(9.05)
1	36.7	3Ø16(6.03)	5Ø16(10.05)	2brØ10/18'(8.73)	8Ø12(9.05)
1	73.3	3Ø16(6.03)	5Ø16(10.05)	2brØ10/18'(8.73)	8Ø12(9.05)
1	110.0	3Ø16(6.03)	5Ø16(10.05)	2brØ8/15.8'(6.36)	8Ø12(9.05)
1	146.7	3Ø16(6.03)	5Ø16(10.05)	2brØ8/15.8'(6.36)	8Ø12(9.05)
1	183.3	3Ø16(6.03)	5Ø16(10.05)	2brØ8/15.8'(6.36)	8Ø12(9.05)
1	220.0	3Ø16(6.03)	5Ø16(10.05)	2brØ8/15.8'(6.36)	8Ø12(9.05)
1	256.7	3Ø16(6.03)	5Ø16(10.05)	2brØ8/15.8'(6.36)	8Ø12(9.05)
1	293.3	3Ø16(6.03)	5Ø16(10.05)	2brØ8/15.8'(6.36)	8Ø12(9.05)
1	330.0	3Ø16(6.03)	5Ø16(10.05)	2brØ8/15.8'(6.36)	8Ø12(9.05)
1	366.7	3Ø16(6.03)	5Ø16(10.05)	2brØ8/14.4'(6.98)	8Ø12(9.05)
1	403.3	5Ø16(10.05)	5Ø16(10.05)	2brØ8/14.4'(6.98)	8Ø12(9.05)
1	440.0	5Ø16(10.05)	5Ø16(10.05)	2brØ8/14.4'(6.98)	8Ø12(9.05)
2	0.0	5Ø16(10.05)	3Ø16(6.03)	2brØ8/14.4'(6.98)	6Ø12(6.79)
2	40.8	5Ø16(10.05)	3Ø16(6.03)	2brØ8/14.4'(6.98)	6Ø12(6.79)
2	81.7	5Ø16(10.05)	3Ø16(6.03)	2brØ8/16.7'(6.02)	6Ø12(6.79)
2	122.5	5Ø16(10.05)	3Ø16(6.03)	2brØ8/16.7'(6.02)	6Ø12(6.79)
2	163.3	5Ø16(10.05)	3Ø16(6.03)	2brØ8/16.7'(6.02)	6Ø12(6.79)
2	204.2	2Ø16(4.02)	3Ø16(6.03)	2brØ8/16.7'(6.02)	6Ø12(6.79)
2	245.0	2Ø16(4.02)	3Ø16(6.03)	2brØ8/16.7'(6.02)	6Ø12(6.79)
2	285.8	2Ø16(4.02)	3Ø16(6.03)	2brØ8/16.7'(6.02)	6Ø12(6.79)
2	326.7	5Ø16(10.05)	3Ø16(6.03)	2brØ8/16.7'(6.02)	6Ø12(6.79)
2	367.5	5Ø16(10.05)	3Ø16(6.03)	2brØ8/16.7'(6.02)	6Ø12(6.79)
2	408.3	5Ø16(10.05)	3Ø16(6.03)	2brØ8/16.7'(6.02)	6Ø12(6.79)
2	449.2	5Ø16(10.05)	3Ø16(6.03)	2brØ8/14.4'(6.98)	6Ø12(6.79)
2	490.0	5Ø16(10.05)	3Ø16(6.03)	2brØ8/14.4'(6.98)	6Ø12(6.79)
3	0.0	5Ø16(10.05)	5Ø16(10.05)	2brØ8/14.4'(6.98)	8Ø12(9.05)
3	36.7	5Ø16(10.05)	5Ø16(10.05)	2brØ8/14.4'(6.98)	8Ø12(9.05)
3	73.3	3Ø16(6.03)	5Ø16(10.05)	2brØ8/14.4'(6.98)	8Ø12(9.05)
3	110.0	3Ø16(6.03)	5Ø16(10.05)	2brØ8/15.8'(6.36)	8Ø12(9.05)
3	146.7	3Ø16(6.03)	5Ø16(10.05)	2brØ8/15.8'(6.36)	8Ø12(9.05)
3	183.3	3Ø16(6.03)	5Ø16(10.05)	2brØ8/15.8'(6.36)	8Ø12(9.05)
3	220.0	3Ø16(6.03)	5Ø16(10.05)	2brØ8/15.8'(6.36)	8Ø12(9.05)
3	256.7	3Ø16(6.03)	5Ø16(10.05)	2brØ8/15.8'(6.36)	8Ø12(9.05)
3	293.3	3Ø16(6.03)	5Ø16(10.05)	2brØ8/15.8'(6.36)	8Ø12(9.05)
3	330.0	3Ø16(6.03)	5Ø16(10.05)	2brØ8/15.8'(6.36)	8Ø12(9.05)
3	366.7	3Ø16(6.03)	5Ø16(10.05)	2brØ10/18'(8.73)	8Ø12(9.05)
3	403.3	3Ø16(6.03)	5Ø16(10.05)	2brØ10/18'(8.73)	8Ø12(9.05)
3	440.0	3Ø16(6.03)	5Ø16(10.05)	2brØ10/18'(8.73)	8Ø12(9.05)

VERIFICHE SEZIONI COMB.CARICO N. 1 (Stato Limite Ultimo)

		cm	Ascisse progress. sezioni riferite alla luce netta deformabile della singola campata										
- Xsez		cm	Sforzi di progetto nella sezione di ascissa progressiva X										
- M, V, T, N		daNm, daN	Momento ultimo resistente della sezione (percorso a sforzo normale costante)										
- Mult		daNm	Taglio resistente lato conglomerato (4.1.2.1.3.2.NTC)										
- Vrcd		daN	Taglio resistente lato acciaio (l'angolo inclinazione bielle) (4.1.2.1.3.2.NTC)										
- Vvwd (f')		daN	Momento Torcente Ultimo lato conglomerato in daNm										
- Trdu		daNm	Misura sicurezza congl. a Taglio-Torsione (T/Trdu+Vvwd/Vrcd). Sezione verif. se <=1,00										
- Sic.VT		cm	Freccia (spostamento ortogonale all'asse della trave)										
- Freccia		cm	Pressione di contatto in daN/cm² per le sole travi su suolo elastico										
- STer		daN/cm²											
Camp.	Xsez	Ver(S/N)	M daNm	V daN	T daNm	N daN	Mult	Vrcd	Vvwd	Trdu	Sic.VT	Freccia	STer
1	0.0	S	-2632	-14344	1762	0	-25240	77641 (33.7°)	23727	7545	0.42	-0.519	1.296
1	36.7	S	-7238	-10929	1704	0	-25240	77641 (33.7°)	23945	7545	0.37	-0.454	1.134
1	73.3	S	-10646	-7801	1651	0	-25240	77641 (33.7°)	24148	7545	0.32	-0.420	1.050
1	110.0	S	-12959	-4938	1602	0	-25240	77641 (33.7°)	16094	7545	0.28	-0.390	0.974
1	146.7	S	-14268	-2312	1556	0	-25240	77641 (33.7°)	16266	7545	0.24	-0.363	0.907
1	183.3	S	-14654	111	1515	0	-25240	77641 (33.7°)	16423	7545	0.20	-0.340	0.850
1	220.0	S	-14186	2365	1477	0	-25240	77641 (33.7°)	16566	7545	0.23	-0.322	0.804
1	256.7	S	-12920	4484	1443	0	-25240	77641 (33.7°)	16695	7545	0.25	-0.307	0.769
1	293.3	S	-10898	6499	1413	0	-25240	77641 (33.7°)	16811	7545	0.27	-0.297	0.742
1	330.0	S	-8154	8441	1386	0	-25240	77641 (33.7°)	16913	7545	0.29	-0.289	0.723
1	366.7	S	-4708	10331	1363	0	-25240	77641 (33.7°)	19159	7545	0.31	-0.284	0.711
1	403.3	S	-577	12186	1343	0	-25266	77641 (33.7°)	19235	7545	0.33	-0.281	0.702
1	440.0	S	4228	14012	1326	0	24805	77641 (33.7°)	19299	7545	0.36	-0.273	0.683
2	0.0	S	5471	-10514	97	0	24809	58008 (21.8°)	40568	7545	0.18	-0.273	0.683
2	40.8	S	1574	-8607	80	0	24809	58008 (21.8°)	40568	7545	0.15	-0.262	0.654
2	81.7	S	-1558	-6772	64	0	-15435	58008 (21.8°)	34981	7545	0.12	-0.254	0.634
2	122.5	S	-3956	-5007	48	0	-15435	58008 (21.8°)	34981	7545	0.09	-0.246	0.616
2	163.3	S	-5647	-3301	32	0	-15435	58008 (21.8°)	34981	7545	0.06	-0.241	0.601
2	204.2	S	-6652	-1639	16	0	-15443	58008 (21.8°)	34981	7545	0.03	-0.237	0.592
2	245.0	S	-6985	0	0	0	-15443	58008 (21.8°)	34981	7545	0.00	-0.236	0.589
2	285.8	S	-6652	1639	-16	0	-15443	58008 (21.8°)	34981	7545	0.03	-0.237	0.592
2	326.7	S	-5647	3301	-32	0	-15435	58008 (21.8°)	34981	7545	0.06	-0.241	0.601
2	367.5	S	-3956	5007	-48	0	-15435	58008 (21.8°)	34981	7545	0.09	-0.246	0.616
2	408.3	S	-1558	6772	-64	0	-15435	58008 (21.8°)	34981	7545	0.12	-0.254	0.634
2	449.2	S	1574	8607	-80	0	24809	58008 (21.8°)	40568	7545	0.15	-0.262	0.654
2	490.0	S	5471	10514	-97	0	24809	58008 (21.8°)	40568	7545	0.18	-0.273	0.683
3	0.0	S	4228	-14012	-1326	0	24805	77641 (33.7°)	19299	7545	0.36	-0.273	0.683
3	36.7	S	-577	-12186	-1343	0	-25266	77641 (33.7°)	19235	7545	0.33	-0.281	0.702
3	73.3	S	-4708	-10331	-1363	0	-25240	77641 (33.7°)	19159	7545	0.31	-0.284	0.711
3	110.0	S	-8154	-8441	-1386	0	-25240	77641 (33.7°)	16913	7545	0.29	-0.289	0.723
3	146.7	S	-10898	-6499	-1413	0	-25240	77641 (33.7°)	16811	7545	0.27	-0.297	0.742
3	183.3	S	-12920	-4484	-1443	0	-25240	77641 (33.7°)	16695	7545	0.25	-0.307	0.769
3	220.0	S	-14186	-2365	-1477	0	-25240	77641 (33.7°)	16566	7545	0.23	-0.322	0.804
3	256.7	S	-14654	-111	-1515	0	-25240	77641 (33.7°)	16423	7545	0.20	-0.340	0.850
3	293.3	S	-14268	2312	-1556	0	-25240	77641 (33.7°)	16266	7545	0.24	-0.363	0.907
3	330.0	S	-12959	4938	-1602	0	-25240	77641 (33.7°)	16094	7545	0.28	-0.390	0.974
3	366.7	S	-10646	7801	-1651	0	-25240	77641 (33.7°)	24148	7545	0.32	-0.420	1.050
3	403.3	S	-7238	10929	-1704	0	-25240	77641 (33.7°)	23945	7545	0.37	-0.454	1.134
3	440.0	S	-2632	14344	-1762	0	-25240	77641 (33.7°)	23727	7545	0.42	-0.519	1.296

VERIFICHE SEZIONI COMB.CARICO N. 2 (Stato.Lim.Eserc. - Combinaz. Quasi Perm.)

- Xsez: Ascisse progressive (in cm) delle sezioni riferite alla luce netta deformabile della singola campata
- M, V, MT, N: Sforzi nella sezione di scissa progressiva X espressi in daN e m
- Sc, Sf: Tensioni massime nel conglomerato e nell'acciaio espresse in daN/cm²
- A.Fess: Apertura delle fessure per flessione espressa in mm
- Sm: Distanza media fessure in cm
- K3 eff: Coeff. utilizzato nel calcolo dell'apertura fess. (cfr. DM96)
- Freccia: Freccia in cm
- STerr: Pressione di contatto in daN/cm² per le sole travi su suolo elastico

Camp.	Xsez	Ver(S/N)	M daNm	V daN	T daNm	N daN	Sc	Sf	A.Fess.	Sm	K3 eff.	Freccia	S terr
1	0.0	S	-2201	-11941	1448	0	5.99	355.5	0.019	15.8	0.203	-0.428	1.070
1	36.7	S	-6036	-9097	1399	0	16.43	974.5	0.053	15.8	0.203	-0.374	0.936
1	73.3	S	-8872	-6492	1354	0	24.15	1432.6	0.077	15.8	0.203	-0.346	0.865
1	110.0	S	-10797	-4109	1312	0	29.39	1743.3	0.098	15.8	0.203	-0.321	0.802
1	146.7	S	-11885	-1922	1273	0	32.36	1919.1	0.134	15.8	0.203	-0.298	0.746
1	183.3	S	-12206	96	1237	0	33.23	1970.8	0.145	15.8	0.203	-0.280	0.699
1	220.0	S	-11815	1972	1205	0	32.17	1907.7	0.132	15.8	0.203	-0.264	0.661
1	256.7	S	-10760	3736	1175	0	29.29	1737.3	0.097	15.8	0.203	-0.252	0.631
1	293.3	S	-9075	5415	1149	0	24.71	1465.4	0.079	15.8	0.203	-0.244	0.609
1	330.0	S	-6789	7031	1125	0	18.48	1096.2	0.059	15.8	0.203	-0.237	0.593
1	366.7	S	-3920	8604	1104	0	10.67	632.9	0.034	15.8	0.203	-0.233	0.583
1	403.3	S	-479	10148	1086	0	1.25	77.2	0.004	15.9	0.203	-0.230	0.575
1	440.0	S	3522	11669	1070	0	12.94	575.8	0.053	27.2	0.222	-0.224	0.560
2	0.0	S	4553	-8752	91	0	17.97	748.9	0.069	27.2	0.222	-0.224	0.560
2	40.8	S	1310	-7165	76	0	5.17	215.4	0.020	27.2	0.222	-0.214	0.535
2	81.7	S	-1298	-5637	60	0	4.17	344.2	0.027	22.7	0.204	-0.207	0.519
2	122.5	S	-3294	-4168	45	0	10.59	873.7	0.068	22.7	0.204	-0.201	0.503
2	163.3	S	-4701	-2748	30	0	15.12	1247.0	0.096	22.7	0.204	-0.197	0.491
2	204.2	S	-5538	-1365	15	0	19.02	1471.6	0.114	22.7	0.203	-0.194	0.484
2	245.0	S	-5816	0	0	0	19.98	1545.3	0.119	22.7	0.203	-0.192	0.481
2	285.8	S	-5538	1365	-15	0	19.02	1471.6	0.114	22.7	0.203	-0.194	0.484
2	326.7	S	-4701	2748	-30	0	15.12	1247.0	0.096	22.7	0.204	-0.197	0.491
2	367.5	S	-3294	4168	-45	0	10.59	873.7	0.068	22.7	0.204	-0.201	0.503
2	408.3	S	-1298	5637	-60	0	4.17	344.2	0.027	22.7	0.204	-0.207	0.519
2	449.2	S	1310	7165	-76	0	5.17	215.4	0.020	27.2	0.222	-0.214	0.535
2	490.0	S	4553	8752	-91	0	17.97	748.9	0.069	27.2	0.222	-0.224	0.560
3	0.0	S	3522	-11669	-1070	0	12.94	575.8	0.053	27.2	0.222	-0.224	0.560
3	36.7	S	-479	-10148	-1086	0	1.25	77.2	0.004	15.9	0.203	-0.230	0.575
3	73.3	S	-3920	-8604	-1104	0	10.67	632.9	0.034	15.8	0.203	-0.233	0.583
3	110.0	S	-6789	-7031	-1125	0	18.48	1096.2	0.059	15.8	0.203	-0.237	0.593
3	146.7	S	-9075	-5415	-1149	0	24.71	1465.4	0.079	15.8	0.203	-0.244	0.609
3	183.3	S	-10760	-3736	-1175	0	29.29	1737.3	0.097	15.8	0.203	-0.252	0.631
3	220.0	S	-11815	-1972	-1205	0	32.17	1907.7	0.132	15.8	0.203	-0.264	0.661
3	256.7	S	-12206	-96	-1237	0	33.23	1970.8	0.145	15.8	0.203	-0.280	0.699
3	293.3	S	-11885	1922	-1273	0	32.36	1919.1	0.134	15.8	0.203	-0.298	0.746
3	330.0	S	-10797	4109	-1312	0	29.39	1743.3	0.098	15.8	0.203	-0.321	0.802
3	366.7	S	-8872	6492	-1354	0	24.15	1432.6	0.077	15.8	0.203	-0.346	0.865
3	403.3	S	-6036	9097	-1399	0	16.43	974.5	0.053	15.8	0.203	-0.374	0.936
3	440.0	S	-2201	11941	-1448	0	5.99	355.5	0.019	15.8	0.203	-0.428	1.070

STAMPA VERIFICHE PLINTI SUPERFICIALI

Per i plinti superficiali è possibile effettuare la stampa delle verifiche sia per singoli plinti sia per tutti i plinti presenti nel piano di fondazione. La stampa contiene anche le verifiche della capacità portante del terreno sulla base dei parametri di resistenza del terreno assegnati nell'[archivio tipologie plinti](#)^[75]. Nel caso di plinti collegati con travi le sollecitazioni di verifica nei plinti tengono conto della congruenza degli stessi con le travi di collegamento. Nella fase di input ad ogni nodo interessato da un plinto va assegnata la tipologia della sezione del corrispondente pilastro. Nello stesso [archivio delle sezioni pilastri](#)^[72] è possibile inserire le dimensioni di un eventuale bicchiere previsto per il collegamento al plinto di pilastri prefabbricati. Nella seguente stampa di esempio viene altresì verificato il plinto a punzonamento.

PLINTO NEL NODO P1_0

DATI GEOMETRICI E DI CALCOLO

Lunghezza dir.X:	200.0	cm	misurata nel piano orizzontale
Lunghezza dir.Y:	200.0	cm	misurata nel piano orizzontale
Altezza plinto:	50.0	cm	misurata in direzione verticale
Risega magrone:	10.0	cm	misurata nel piano orizzontale
Spessore magrone:	20.0	cm	misurato in direzione verticale
Base Involuppo Pilastro in Dir. X:	40.0	cm	misurata nel piano orizzontale
Altezza Involuppo Pilastro in Dir. Y:	40.0	cm	misurata nel piano orizzontale
Eccentricità Pil. Dir X:	0.0	cm	misurata nel piano orizzontale
Eccentricità Pil. Dir Y:	0.0	cm	misurata nel piano orizzontale
Press. di Progetto Terreno:	0.200	N/mm ²	Pressione ultima / coeff.parziale = 2.30 (Approccio 2)
Angolo attrito base plinto-terr.:	32.00	(*)	gradi sessadecimali
Perimetro Critico (Punzonamento):	131.0	cm	distante D (altezza utile media plinto) dal contorno del pilastro di involucro

DATI BICCHIERE

Altezza H del bicchiere:	90.0	cm	
Lunghezza lato interno dir.X:	50.0	cm	misura nel piano orizzontale
Lunghezza lato interno dir.Y:	50.0	cm	misura nel piano orizzontale
Spessore Bicchiere:	20.0	cm	costante nelle quattro facce
Interspazio pilastro-bicch. DirX:	5.0	cm	
Interspazio pilastro-bicch. DirY:	5.0	cm	
Diametro barre orizz. Bicchiere:	10	mm	
Diametro barre vert. Bicchiere:	14	mm	
Copriferro Bicchiere:	2.0	cm	copriferro netto

ARMATURE PLINTO

Barre Inferiori Dir X:	9Ø18 (22.90)	(Copriferro netto = 3.1 cm)
Barre Superiori Dir X:	9Ø14 (13.85)	(Copriferro netto = 3.3 cm)
Barre Inferiori Dir Y:	9Ø18 (22.90)	(Copriferro netto = 4.1 cm)
Barre Superiori Dir Y:	9Ø14 (13.85)	(Copriferro netto = 4.3 cm)

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO	Classe:	C28/35
ACCIAIO	Tipo:	B450C

REAZIONI DEL TERRENO PER LE SINGOLE COMBINAZIONI DI CARICO

RX, RY	kN	Reazioni orizzontali fornite dal terreno considerato come vincolo fisso nelle 2 direzioni del rifer. generale				
RZ	kN	Risultante verticale (dir. Z generale) delle reazioni elastiche alla Winkler fornite dal terreno sottostante al plinto				
MX, MY	kNm	Momenti risultanti delle reazioni elastiche alla Winkler fornite dal terreno intorno agli assi X,Y del rif. generale				
MZ	kNm	Momento intorno all'asse Z generale fornito dal terreno considerato come vincolo fisso in tale direzione				
Combinazione	RX kN	RY kN	RZ kN	MX kNm	MY kNm	MZ kNm
1* (SLU)	0.00	0.00	434.69	80.00	-80.00	0.00

VERIFICA GEOTECNICA TERRENO PER LE COMBINAZIONI DI CARICO

Ver	SN	Verifica non soddisfatta (N) se la Risult. verticale delle pressioni di contatto $N_d < \text{Carico Limite} = N_{ut}$									
St max	N/mm ²	Verifica (N) anche per impronta parzializzata (Press. min $St_{min} < 0$) o se la reaz. orizz. del terreno $Hrd < Hsd = (\text{forza agente})$									
St min	N/mm ²	Pressione massima di contatto plinto-terreno (positiva se di compressione)									
Ne	kN	Pressione minima di contatto plinto-terreno (positiva se di compressione)									
Nd	kN	Risultante verticale delle pressioni trasmesse dal plinto al terreno.									
Hsd	kN	Reaz. vert. di progetto terreno = Pressione Limite * Area efficace A'									
Hrd	kN	Area efficace A' = $B \cdot L \cdot [(B-2E_x)/(H-2E_y)]$ con B, H lati plinto; E_x, E_y eccentric. carichi									
Delta	°	Risultante delle forze orizz. applicate al plinto per la combinazione corrente									
A'	cm ²	Resistenza per attrito col terreno alla traslazione orizzontale del plinto pari a $N_d \cdot \tan(\Delta)$ con $N_d = \text{reaz. vert. terreno}$, $\Delta = \text{Delta} = \text{angolo attrito}$. Pari a $Cu \cdot A'$ se il plinto è sotto falda essendo A' l'area efficace sopra definita									
Cu	N/mm ²	Angolo di attrito terreno-plinto di progetto in gradi sessadecimali									
		Area efficace della base della fondazione in cm ² (vedi note precedenti)									
		Coesione non drenata nel caso di plinto sotto falda									
Combinazione	Ver.	St max	St min	Ne	Nd	Impronta	Hsd	Hrd	Delta	A'	Cu
1^A (SLU)	S	0.180	0.000	434.69	671.19	Tutta Compresa	0.00	271.63	32.0	33559	

VERIFICHE DI RESISTENZA SEZIONI IN C.A. DEL PLINTO

Dir. Arm		Direzione barre di armature (DirX = parallele al lato di base del plinto; DirY = parallele all'altro lato)									
Sez Resist.		Dim. sezioni resistenti convenz. nella verific. a flessione sezioni a filo pilastro (dir.X=ortogonali alle barre X)									
Msd	kNm	Momento flettente nelle sezioni resistenti sopra definite (massimi valori per ognuna delle due direzioni)									
Mult.	kNm	Momento flettente ultimo (kNm) delle sezioni resistenti									
Bt punz.		Coeff. di amplif. Beta del carico vert. di progetto a punzonamento causa eccentricità [formula (6.43)EC2]									
Nd punz.	kN	Nel caso di pilastri di bordo o d'angolo Beta viene assunto pari a 1.4 e 1.5 [§ 6.4.3 EC2]									
		Carico verticale di punzonamento di progetto (amplificato col coeff. Bt punz di cui sopra)									
		Nd punz. è al netto della risult. delle pressioni del terreno ricadenti nel perim. critico.									
		Come perimetro critico viene assunto quello a distanza d dal filo pilastro (d= altezza utile media plinto).									
		(Perimetro critico = 446 cm Lato X perim.= 131 cm Lato Y perim.= 131 cm)									
Nr pil.	kN	Forza di punz. resistente a filo pilastro [(6.53)EC2]. Se inferiore a Nd punz necessario aumentare lo spessore del plinto									
Nr,cs (Nr,c)	kN	75% Punzonamento resistente lungo il perim. critico + Punz. resist. piegati [formula (6.52)EC2].									
		Tra parentesi 100% Punz. resistente in assenza di piegati [formula (6.50)EC2].									
		Se l perim. critico è nullo (esterno al contorno del plinto) anche Nr è nullo: il plinto è alto e la verific. a punz. è superflua									
Comb.	Dir. Arm.	Ver. (S/N)	Sez. Resist.	Msd	Mult.	Bt punz.	Nd punz.	Nr pil.	Nr,cs (Nr,c)	Ver. Bicchiere	
1^A	Dir. X	S	140.0x50.0	109.23	223.27	1.486	475.46	2886.52	1208.67 (1611.56)	Verif. OK	
1^A	Dir. Y	S	140.0x50.0	109.23	218.34						

ARMATURE BICCHIERE: Verificate

N.B. Le armature sono costituite da staffe a 2 bracci orizzontali o verticali. I Lati 1-3 del bicchiere sono quelli orientati in direzione y (Pos Bsup+Binf dei grafici). I lati 2-4 sono quelli orientati in direzione z (Pos Asup+Ainf dei grafici). Le staffe verticali negli spigoli del bicchiere corrispondono alla Pos C dei grafici. Le staffe verticali lungo i lati 1-3 corrispondono alla Pos D dei grafici. Le staffe verticali lungo i lati 1-3 corrispondono alla Pos E dei grafici. Le direzioni z-y sono quelle del sistema di riferimento locale del pilastro. Le staffe orizzontali principali sono disposte nella metà superiore dell'altezza del bicchiere.

N°St Or.Sup. 1-3	3Ø10	N°staffe orizz. superiori (su 1/2 altezza bicchiere) lati 1 e 3
N°St Or.Inf. 1-3	1Ø10	N°staffe orizz. inferiori (su 1/2 altezza bicchiere) lati 1 e 3
N°St Or.Sup. 2-4	3Ø10	N°staffe orizz. superiori (su 1/2 altezza bicchiere) lati 2 e 4
N°St Or.Inf. 2-4	1Ø10	N°staffe orizz. inferiori (su 1/2 altezza bicchiere) lati 2 e 4
N°St Vert.Spig.	2Ø14	N°staffe verticali negli spigoli
N°St Vert. 1-3	2Ø14	N°staffe vert. lati 1 e 3
N°St Vert. 2-4	2Ø14	N°staffe vert. lati 2 e 4

VERIFICHE BICCHIERE PER LE COMPONENTI DI SFORZO IN DIREZIONE z

Azioni e resistenze si riferiscono ai meccanismi di resistenza puntone-trante illustrati in dettaglio nelle norme CNR 10025/98 e qui estese al caso di sollecitazione biassiale. I Lati 1-3 del bicchiere sono quelli orientati in direzione y. I lati 2-4 sono quelli orientati in direzione z. Le direzioni z,y sono quelle del sistema locale di rif. pilastro.

Vz	kN	Taglio agente in direzione z (filo superiore bicchiere)										
My	kNm	Coppia flettente intorno all'asse y (positiva se antioraria)										
Fsz	kN	Azione sul tirante costituito dalle staffe orizzontali disposte sul bordo super. dei Lati 1-3										
Rsz	kN	Resistenza a sforzo assiale delle staffe orizzontali disposte sul bordo super. dei Lati 1-3										
Fsv	kN	Azione sul tirante costituito dalle staffe verticali disposte nello spigolo più sollecitato										
Rsv	kN	Resistenza a sforzo assiale di ognuno dei 4 tranti costituiti dalle staffe verticali di spigolo										
F1z	kN	$1/8 Vz + 3/2 My/H$ = risultante delle pressioni agenti sul bordo superiore del Lato 3 (Lato 1 se Vz è negativa)										
Rczs	kN	Resistenza puntone calcestruzzo sul bordo superiore del Lato 3 (Lato 1 se Vz<0). Deve resistere a F1z										
F2z	kN	$3/8 Vz + 3/2 My/H$ = risultante delle pressioni agenti alla base del Lato 1 (Lato 3 se Vz è negativa)										
Rczb	kN	Resistenza calcestruzzo alla base del Lato 1 (Lato 3 se Vz<0). Deve resistere a F2z.										
RczL	kN	Resistenza puntone diagonale del Lato 2 (e 4). Deve resistere a F1z										
Comb.	Vz	My	Fsz	Rsz	Fsv	Rsv	F1z	Rczs	F2z	Rczb	F1z	RczL
1^A	0.00	80.00	119.58	184.40	139.17	240.94	133.33	202.81	133.33	148.43	133.33	694.09

VERIFICHE BICCHIERE PER LE COMPONENTI DI SFORZO IN DIREZIONE y

Vy	kN	Taglio agente in direzione y (filo superiore bicchiere)										
Mz	kNm	Coppia flettente intorno all'asse x (positiva se antioraria)										
Fsy	kN	Azione sul tirante costituito dalle staffe orizzontali disposte sul bordo super. dei Lati 2-4										
Rsy	kN	Resistenza a sforzo assiale delle staffe orizzontali disposte sul bordo super. dei Lati 2-4										
Fsv	kN	Azione sul tirante costituito dalle staffe verticali disposte nello spigolo più sollecitato										
Rsv	kN	Resistenza a sforzo assiale di ognuno dei 4 tranti costituiti dalle staffe verticali di spigolo										
F1y	kN	$1/8 Vy + 3/2 Mz/H$ = risultante delle pressioni agenti sul bordo superiore del Lato 4 (Lato 2 se Vy è negativa)										
Rcys	kN	Resistenza puntone calcestruzzo sul bordo superiore del Lato 4 (Lato 2 se Vy<0). Deve resistere a F1y										
F2y	kN	$3/8 Vy + 3/2 Mz/H$ = risultante delle pressioni agenti alla base del Lato 2 (Lato 4 se Vy è negativa)										
Rcyb	kN	Resistenza calcestruzzo alla base del Lato 2 (Lato 4 se Vy<0). Deve resistere a F2y.										
RcyL	kN	Resistenza puntone diagonale del Lato 1 (e 3). Deve resistere a F1y										
Comb.	Vy	Mz	Fsy	Rsy	Fsv	Rsv	F1y	Rcys	F2y	Rcyb	F1y	RcyL
1^A	0.00	-80.00	119.58	184.40	139.17	240.94	133.33	202.81	133.33	148.43	133.33	694.09

STAMPA VERIFICHE PLINTI SU PALI

Mentre per i plinti superficiali è possibile effettuare la stampa sia per singoli plinti sia per tutti i plinti presenti nel piano di fondazione, per i plinti su pali la stampa è limitata al singolo plinto. Si riporta la stampa delle verifiche di uno dei plinti su pali relativi al calcolo di cui sopra. Si ricorda che il plinto su pali è modellato dal programma come un graticcio ideale di 12 travi per cui le verifiche a flessione e taglio sono riferite alle sezioni delle travi; la verifica a punzonamento è assorbita da quella a taglio delle 4 travi che sostengono il pilastro. Le 8 travi perimetrali del suddetto graticcio sono dotate di staffe in grado di fronteggiare sforzi di taglio, torsione ed anche le spinte verso il basso per effetto arco (staffe di sospensione). Nell'esempio di stampa sotto riportato è presente altresì la verifica del bicchiere (opzionale) i cui dati, unitamente alle dimensioni del relativo pilastro, vanno assegnati nell'[archivio sezioni pilastri](#)⁷². Il dimensionamento del bicchiere può essere effettuato a parte mediante un apposito [programma di servizio](#)¹⁴¹.

PLINTO SU PALI NEL NODO: P1_0

DATI GEOMETRICI E DI CALCOLO

Lunghezza dir.x:	400.0	cm	misurata parallelamente al lato di base del rettangolo di base del plinto
Lunghezza dir.y:	300.0	cm	misurata parallelamente all'altezza del rettangolo di base del plinto
Altezza plinto:	40.0	cm	misurata in direzione verticale (spessore)
Risega pali:	20.0	cm	distanza circonf. dei pali dal perimetro del plinto (misurata in proiez. orizzontale)
Efficienza verticale pali:	0.80	cm	utilizzato nelle verifiche per carichi verticali dei soli pali del plinto corrente
Efficienza orizz. pali:	0.80	cm	utilizzato nelle verifiche per carichi orizzontali dei soli pali del plinto corrente
Cfx Inf.:	26	mm	Copriferro netto barre inferiori in direzione x
Cfx Sup.:	28	mm	Copriferro netto barre superiori in direzione x
Cfy Inf.:	36	mm	Copriferro netto barre inferiori in direzione y
Cfy Sup.:	38	mm	Copriferro netto barre superiori in direzione y
Minima % Armature Tese:			Come da § 4.1.6.1.1 NTC formula (4.1.45)

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO	Classe:	C25/30
ACCIAIO	Tipo:	B450C

COORDINATE DEI NODI DEL GRATICCIO EQUIVALENTE

N.B. Il plinto viene modellato mediante un graticcio di 12 travi orizzontali i cui nodi sono costituiti dal baricentro del pilastro, dai baric. dei pali e dai punti medi delle congiungenti i quattro pali d'angolo.

Nodo	X cm	Y cm
101_0	-150.0	-100.0
102_0	0.0	-100.0
103_0	150.0	-100.0
104_0	-150.0	0.0
P1_0	0.0	0.0
105_0	150.0	0.0
106_0	-150.0	100.0
107_0	0.0	100.0
108_0	150.0	100.0

DIMENSIONI ED ARMATURE DELLE TRAVI DEL GRATICCIO EQUIVALENTE

N.B. Le travi perimetrali (1-2-5-6 in dir. x e 7-8-11-12 in dir. y) sono armate a flessione-taglio-torsione con barre longit. staffe e ferri in parete. Le travi interne (3-4 in dir. x e 9-10 in dir. y) sono armate a flessione-taglio mediante barre longitudinali e ferri piegati.

N.Ord.	Numero d'ordine delle travi del graticcio
N.Calc.	Numero assegnato alle travi nel calcolo
Nodo I.	Nome del Nodo Iniziale di calcolo
Nodo F.	Nome del Nodo Finale di calcolo
Base	cm Dimensione della base della trave (orizzontale)
Altezza	cm Dimensione dell'altezza della trave (verticale)
Arm. Inf.	Armature longitudinali (per flessione retta) al lembo inferiore della trave
Arm. Sup.	Armature longitudinali (per flessione retta) al lembo superiore della trave
Staffe	Staffe (per taglio e torsione) nelle sole travi perimetrali (1-2-5-6-7-8-11-12)
Piegate	Barre piegate a taglio nelle sole travi centrali (3-4-9-10)
Parete	Barre long. in parete delle travi perimetrali (per torsione)
Pos	Riferimento delle armature nei grafici delle armature

N.Ord.	N.Calc.	Nodo I.	Nodo F.	Base	Altezza	Arm.Inf.	Arm.Sup.	Staffe	Piegati	Parete
1	1	101_0	102_0	100	40	3Ø18	5Ø14 2Br.Ø10/10cm	---	---	1Ø14
2	2	102_0	103_0	100	40	3Ø18	5Ø14 2Br.Ø10/10cm	---	---	1Ø14
3	3	104_0	P1_0	80	40	3Ø18	4Ø14	---	---	---
4	4	P1_0	105_0	80	40	3Ø18	4Ø14	---	---	---
5	5	106_0	107_0	100	40	3Ø18	5Ø14 2Br.Ø10/10cm	---	---	1Ø14
6	6	107_0	108_0	100	40	3Ø18	5Ø14 2Br.Ø10/10cm	---	---	1Ø14
7	7	101_0	104_0	100	40	3Ø18	5Ø14 2Br.Ø10/10 cm	---	---	1Ø14
8	8	104_0	106_0	100	40	3Ø18	5Ø14 2Br.Ø10/10 cm	---	---	1Ø14
9	9	102_0	P1_0	80	40	3Ø18	4Ø14	---	2Ø18	---
10	10	P1_0	107_0	80	40	3Ø18	4Ø14	---	2Ø18	---
11	11	103_0	105_0	100	40	3Ø18	5Ø14 2Br.Ø10/10 cm	---	---	1Ø14
12	12	105_0	108_0	100	40	3Ø18	5Ø14 2Br.Ø10/10 cm	---	---	1Ø14

VERIFICHE SEZIONI COMB.CARICO 1^ (SLU)' (Stato Limite Ultimo)

- Trave	Numero d'ordine assegnato alle travi del graticcio come sopra indicate
- Sezione:	Iniziale/Finale delle travi del graticcio
- Ver(S/N):	Esito positivo (S) o negativo (N) delle verifiche sezionali
- M, V, T	Sforzi di flessione (M), taglio (V), torsione (T) nelle sezioni espressi in kN e m
- Mult	Momento ultimo resistente della sezione (sforzo normale posto = 0)
- Vred (travi perimetrali)	kNm Frazione del taglio resistente assorbita dai puntori di calcestruzzo ex (4.1.28)NTC
- Vred (travi interne)	kN Taglio resist. in assenza di piegati ex (4.1.23)NTC (valore non conteggiato se < del taglio di progetto)
- Trdu	kNm Frazione del taglio resistente assorbita dalle armature trasversali ex (4.1.27)NTC
- Sic. VT	kNm Momento Torcente resistente ultimo lato calcestruzzo
	Misura sicurezza congl. a Taglio-Torsione (T/Trdu+Vadu/Vred). Sezione verificata se <= 1,00

Trave	Sezione	Ver(S/N)	M kNm	V kN	T kNm	Mult	Vred	Vrwd	Trdu	Sic. VT
1	Iniziale	S	-45.79	-84.56	0.65	-106.52	791.01	475.44	0.00	0.107
1	Finale	S	66.42	65.06	0.65	105.69	791.01	475.44	0.00	0.082
2	Iniziale	S	66.42	65.06	-0.65	105.69	791.01	475.44	0.00	0.082
2	Finale	S	-45.79	-84.56	-0.65	-106.52	791.01	475.44	0.00	0.107
3	Iniziale	S	-56.09	-95.89	0.00	-85.27	116.21	0.00	0.00	0.107
3	Finale	S	76.05	80.29	0.00	103.83	116.21	0.00	0.00	0.107
4	Iniziale	S	76.05	80.29	0.00	103.83	116.21	0.00	0.00	0.107
4	Finale	S	-56.09	-95.89	0.00	-85.27	116.21	0.00	0.00	0.107
5	Iniziale	S	-45.79	-84.56	-0.65	-106.52	791.01	475.44	0.00	0.107
5	Finale	S	66.42	65.06	-0.65	105.69	791.01	475.44	0.00	0.082
6	Iniziale	S	66.42	65.06	0.65	105.69	791.01	475.44	0.00	0.082
6	Finale	S	-45.79	-84.56	0.65	-106.52	791.01	475.44	0.00	0.107
7	Iniziale	S	-21.02	-60.94	-0.40	-105.53	769.04	462.23	0.00	0.079
7	Finale	S	33.42	47.94	-0.40	104.78	769.04	462.23	0.00	0.062
8	Iniziale	S	33.42	47.94	0.40	104.78	769.04	462.23	0.00	0.062
8	Finale	S	-21.02	-60.94	0.40	-105.53	769.04	462.23	0.00	0.079
9	Iniziale	S	-51.27	-130.11	0.00	-84.54	114.01	225.31	0.00	0.079
9	Finale	S	73.64	119.71	0.00	102.18	114.01	225.31	0.00	0.079
10	Iniziale	S	73.64	119.71	0.00	102.18	114.01	225.31	0.00	0.079
10	Finale	S	-51.27	-130.11	0.00	-84.54	114.01	225.31	0.00	0.079
11	Iniziale	S	-21.02	-60.94	0.40	-105.53	769.04	462.23	0.00	0.079
11	Finale	S	33.42	47.94	0.40	104.78	769.04	462.23	0.00	0.062
12	Iniziale	S	33.42	47.94	-0.40	104.78	769.04	462.23	0.00	0.062
12	Finale	S	-21.02	-60.94	-0.40	-105.53	769.04	462.23	0.00	0.079

VERIFICHE SEZIONI COMB.CARICO 2^ (SLE-Q.Perm.)' (SLE - Combinaz. Quasi Perm.)

- Trave	Numero d'ordine assegnato alle travi del graticcio come sopra indicate
- Sezione:	Iniziale/Finale delle travi del graticcio
- Ver(S/N):	Esito positivo (S) o negativo (N) delle verifiche sezionali
- M, V, T	Sforzi di flessione (M), taglio (V), torsione (T) nelle sezioni espressi in kN e m
- Sc max	N/mm² Tensione massima nel calcestruzzo (+ se di compressione)
- Sc Lim	N/mm² Tensione Limite di compressione nel conglom. per il corrente stato limite di esercizio
- Sf max	N/mm² Tensione massima di trazione nell'acciaio (+ se di trazione)
- Sf Lim	N/mm² Tensione Limite di trazione nell'acciaio per il corrente stato limite di esercizio

Trave	Sezione	Ver(S/N)	M kNm	V kN	T kNm	Sc max	Sc Lim	Sf max	Sf Lim	Ap.Fess.
1	Iniziale	S	-25.81	-48.81	0.31	179.1	925.0	10072.7	-36000.0	0.013
1	Finale	S	36.16	33.81	0.31	251.6	925.0	14223.7	-36000.0	0.018
2	Iniziale	S	36.16	33.81	-0.31	251.6	925.0	14223.7	-36000.0	0.018
2	Finale	S	-25.81	-48.81	-0.31	179.1	925.0	10072.7	-36000.0	0.013
3	Iniziale	S	-29.77	-52.38	0.00	253.9	925.0	14528.9	-36000.0	0.018
3	Finale	S	39.80	40.38	0.00	316.0	925.0	15763.1	-36000.0	0.019
4	Iniziale	S	39.80	40.38	0.00	316.0	925.0	15763.1	-36000.0	0.019
4	Finale	S	-29.77	-52.38	0.00	253.9	925.0	14528.9	-36000.0	0.018
5	Iniziale	S	-25.81	-48.81	-0.31	179.1	925.0	10072.7	-36000.0	0.013
5	Finale	S	36.16	33.81	-0.31	251.6	925.0	14223.7	-36000.0	0.018
6	Iniziale	S	36.16	33.81	0.31	251.6	925.0	14223.7	-36000.0	0.018
6	Finale	S	-25.81	-48.81	0.31	179.1	925.0	10072.7	-36000.0	0.013
7	Iniziale	S	-12.35	-36.19	-0.20	91.7	925.0	4975.4	-36000.0	0.007
7	Finale	S	18.84	26.19	-0.20	140.3	925.0	7653.0	-36000.0	0.010
8	Iniziale	S	18.84	26.19	0.20	140.3	925.0	7653.0	-36000.0	0.010
8	Finale	S	-12.35	-36.19	0.20	91.7	925.0	4975.4	-36000.0	0.007
9	Iniziale	S	-26.19	-67.62	0.00	240.3	925.0	13203.5	-36000.0	0.019
9	Finale	S	37.43	59.62	0.00	317.2	925.0	15315.3	-36000.0	0.019
10	Iniziale	S	37.43	59.62	0.00	317.2	925.0	15315.3	-36000.0	0.019
10	Finale	S	-26.19	-67.62	0.00	240.3	925.0	13203.5	-36000.0	0.019
11	Iniziale	S	-12.35	-36.19	0.20	91.7	925.0	4975.4	-36000.0	0.007
11	Finale	S	18.84	26.19	0.20	140.3	925.0	7653.0	-36000.0	0.010
12	Iniziale	S	18.84	26.19	-0.20	140.3	925.0	7653.0	-36000.0	0.010
12	Finale	S	-12.35	-36.19	-0.20	91.7	925.0	4975.4	-36000.0	0.007

STAMPA VERIFICHE PALI

Per le stampe delle verifiche va selezionato il comando di contesto *Armatura pali* presente nella scheda generale dei risultati.

Vengono stampati i risultati delle verifiche geotecniche (GEO) per il controllo del carico limite di progetto assiale e trasversale dei singoli pali ed anche quelle di gruppo (in presenza di plinti predefiniti su pali o di pali non appartenenti a plinti predefiniti su pali). Le verifiche dei pali sono completate da quelle di resistenza (STRU) a taglio e a presso-tenso flessione composta con riferimento alle sezioni più sollecitate dei singoli pali. Sono altresì previste verifiche di resistenza per la sezione più sollecitata dei pali a profondità maggiore di 10 metri (onde consentire una consistente riduzione dell'armatura).

Si riporta uno stralcio dei principali risultati delle stampe delle verifiche dei pali nel caso di 4 pali appartenenti ad un plinto predefinito su pali.

RISULTATI VERIFICHE PALI

VERIFICA (GEO) RESISTENZA ASSIALE DI GRUPPO PER I SINGOLI PLINTI SU PALI

Plinto: Nodo in Pianta in cui è situato il plinto su pali
 Effic.V: Efficienza (≤ 1) Assiale del gruppo di pali assegnata in funzione della geometria e del tipo di terreno
 Carico Tot.: kN Somma di tutti i carichi assiali agenti sui pali del plinto per la combinazione in esame
 Car.Lim.Gruppo: kN Coeff.Effic. x la somma dei carichi assiali di progetto dei pali
 Sicurezza: Rapporto tra il carico limite del gruppo di pali del plinto e il relativo carico totale (OK se ≥ 1)

Plinto	Effic.V	Comb.	Ver(S/N)	Carico Tot.	Car.Lim.Gruppo	Sicurezza
P1_0	0.800	1^(SLU)	S	582.00	1129.60	1.941

VERIFICA (GEO) RESISTENZA TRASVERSALE DI GRUPPO PER I SINGOLI PLINTI SU PALI

Plinto: Nodo in Pianta in cui è situato il plinto su pali
 Effic.H: Efficienza (≤ 1) Trasversale del gruppo di pali assegnata in funzione della geometria e del tipo di terreno
 Carico Tot.: kN Somma di tutti i carichi trasversali agenti sui pali del plinto per la combinazione in esame
 Car.Lim.Gruppo: kN Coeff.Effic. x la somma dei carichi trasversali di progetto dei pali
 Sicurezza: Rapporto tra il carico di progetto del gruppo di pali del plinto e il carico totale effettivo (OK se ≥ 1)

Plinto	Effic.H	Comb.	Ver(S/N)	Carico Tot.	Car.Lim.Gruppo	Sicurezza
P1_0	0.800	1^(SLU)	S	100.64	524.80	5.215

SPOSTAMENTI DELLA TESTA DEI PALI PER LE SINGOLE COMBINAZIONI DI CARICO

Plinto: Nodo centrale del Plinto su pali cui appartiene il palo corrente
 Sp.X/Sp.Y/Sp.Z: cm Spostamenti in cm della testa del palo nel sist. gen. di riferimento X,Y,Z
 Rot.X/Rot.Y/Rot.Z: Rad Rotazioni della testa del palo intorno agli assi X,Y,Z del riferimento generale

COMBINAZIONE DI CARICO 1^(SLU)

NodoPalo	Plinto	Sp.X	Sp.Y	Sp.Z	Rot.X	Rot.Y	Rot.Z
101_0	P1_0	0.060	0.000	-0.093	-0.00004	0.00021	0.00000
103_0	P1_0	0.060	0.000	-0.115	-0.00004	-0.00002	0.00000
106_0	P1_0	0.060	0.000	-0.093	0.00004	0.00021	0.00000
108_0	P1_0	0.060	0.000	-0.115	0.00004	-0.00002	0.00000

SFORZI IN TESTA NEL SISTEMA DI RIFERIMENTO GENERALE (RIPARTIZIONE DEI CARICHI)

N.B: gli sforzi sono riferiti agli assi generali X,Y e sono applicati ai nodi di testa dei pali (estradosso testata).
 Questi risultati restituiscono la ripartizione delle forze orizz. e vert. assegnate consentendo il controllo dell'equilibrio globale.

VX	kN	Componente di sforzo parallela all'asse X in kN (positiva se equivale all'asse)
VY	kN	Componente di sforzo parallela all'asse Y in kN (positiva se equivale all'asse)
NZ	kN	Componente di sforzo parallela all'asse Z in kN (positiva se equivale all'asse)
MX	kNm	Coppia in kNm intorno all'asse X generale
MY	kNm	Coppia in kNm intorno all'asse Y generale
MZ	kNm	Coppia in kNm intorno all'asse Z generale

COMBINAZIONE DI CARICO 1^ (SLU)

NodoPaloPlinto	VX	VY	NZ	MX	MY	MZ
101_0 P1_0	-17.82	2.64	130.20	6.51	5.26	-21.78
103_0 P1_0	-32.18	2.83	160.80	6.97	40.64	-27.94
106_0 P1_0	-17.82	-2.64	130.20	-6.51	5.26	21.78
108_0 P1_0	-32.18	-2.83	160.80	-6.97	40.64	27.94

SFORZI IN TESTA E SFORZI MASSIMI NEI PALI NEL SISTEMA DI RIFER. LOCALE

N.B. gli sforzi sono riferiti agli assi locali del palo:
 Asse x = asse longitudinale baricentrico del palo.
 Asse y = asse locale sezione di testa parallela all'asse Y generale se il palo è verticale;
 nel caso di palo inclinato esso giace nel piano verticale contenente l'asse x locale.
 Asse z = asse orizzontale ortogonale agli assi x, y secondo la regola della mano destra.

N	kN	Sforzo normale (positivo se di compressione) nella sezione di attacco del palo
Mz	kNm	Momento flettente in kNm intorno all'asse z locale nella sezione di attacco del palo
My	kNm	Momento flettente in kNm intorno all'asse y locale nella sezione di attacco del palo
Vz	kN	Taglio parallelo all'asse z locale nella sezione di attacco del palo
Vy	kN	Taglio parallelo all'asse y locale nella sezione di attacco del palo
T	kNm	Momento torcente nella sezione di attacco del palo
Asc.	cm	Distanza dalla testa del palo della sezione di momento massimo (misurata lungo l'asse x)
Mmax_z	kNm	Componente intorno all'asse z locale del Momento flettente (vettoriale) massimo nella sezione di ascissa Asc.
Mmax_y	kNm	Componente intorno all'asse y locale del Momento flettente (vettoriale) massimo nella sezione di ascissa Asc.

COMBINAZIONE DI CARICO 1^ (SLU)

NodoPalo Plinto	N	Mz	My	Vy	Vz	T	Asc.	Mmax_z	Mmax_y
101_0 P1_0	130.20	-6.51	-5.26	-2.64	17.82	0.00	237	-1.40	10.83
103_0 P1_0	160.80	-6.97	-40.64	-2.83	32.18	0.00	0	-6.97	-40.64
106_0 P1_0	130.20	6.51	-5.26	2.64	17.82	0.00	237	1.40	10.83
108_0 P1_0	160.80	6.97	-40.64	2.83	32.18	0.00	0	6.97	-40.64

ARMATURE SUPERIORI DEI PALI

L.Barre	cm	Lunghezza delle barre long. superiori (compreso ancoraggio superiore)
Cf.St.	cm	Copriferro netto (distanza minima dalla sup. esterna) delle staffe
IntFe	cm	Interfero tra le barre longitudinali del palo

NodoPalo	PlintoVer. (S/N)	L.Barre	Diametro	Armatura Long.	Staffe	Cf.St.	IntFe	
101_0	P1_0	S	1200	60	8Ø16(16.08 cm²)	Pos 1Ø10/13(12.27 cm²/m)	3.2	19.6
103_0	P1_0	S	1200	60	8Ø16(16.08 cm²)	Pos 1Ø10/13(12.27 cm²/m)	3.2	19.6
106_0	P1_0	S	1200	60	8Ø16(16.08 cm²)	Pos 1Ø10/13(12.27 cm²/m)	3.2	19.6
108_0	P1_0	S	1200	60	8Ø16(16.08 cm²)	Pos 1Ø10/13(12.27 cm²/m)	3.2	19.6

VERIFICHE GEOTECNICHE DEGLI SFORZI IN TESTA DEI PALI (PER OGNI COMBINAZIONE)

N.B. gli sforzi sono riferiti agli assi locali del palo:
 Asse x = asse longitudinale baricentrico del palo.
 Asse y = asse locale sezione di testa parallela all'asse Y generale se il palo è verticale;
 nel caso di palo inclinato esso giace nel piano verticale contenente l'asse x locale.
 Asse z = asse orizzontale ortogonale agli assi x, y secondo la regola della mano destra.

N	kN	Sforzo normale (positivo se di compressione) nella sezione di attacco del palo (testa)
Nd	kN	Carico assiale di progetto (in compressione o trazione) assegnato alla tipologia del palo
V	kN	Taglio [vettoriale $\sqrt{V_y^2 + V_z^2}$] nella sezione di attacco del palo (testa)
Vd	kN	Carico trasversale di progetto assegnato alla tipologia del palo

COMBINAZIONE DI CARICO 1^ (SLU)

NodoPalo Plinto	N	Nd	V	Vd
101_0 P1_0	130.20	353.00	18.02	164.00
103_0 P1_0	160.80	353.00	32.30	164.00
106_0 P1_0	130.20	353.00	18.02	164.00
108_0 P1_0	160.80	353.00	32.30	164.00

VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SEZIONE PIU' SOLLECITATA DI OGNI PALO (SLU/SLV)

Nodo (Plinto)		Numero del nodo associato al palo
Ver	S/N	Verifica (S/N) del palo (verifica sezione più sollecitata per ogni combinazione)
N	kN	Sforzo normale di combinazione agente in testa al palo
M	kNm	Momento flettente massimo di progetto nel palo (=somma vettoriale di Mz e My)
V	kN	Taglio di combinazione agente in testa al palo in kN (=somma vettoriale di Vz e Vy)
T	kNm	Momento torcente di combinazione agente in testa al palo in kNm
Mult	kNm	Momento resistente di combinazione della sezione
Vult	kN	Taglio resistente minimo della sezione (= $\min[V_{rcd}; V_{rwd}]$)
Sic.VT		Misura sicurezza a Taglio-Torsione= $T/T_{rcd} + V/V_{rcd} \leq 1.00$

Nodo(Plinto) Comb. Ver.	N	M	V	T	Mult	Vult	Sic.VT
101_0P1_0 1(SLU) S	130.20	10.92	18.02	0.00	168.53	431.35	0.04
103_0P1_0 1(SLU) S	160.80	41.24	32.30	0.00	173.94	440.51	0.07
106_0P1_0 1(SLU) S	130.20	10.92	18.02	0.00	168.53	431.35	0.04
108_0P1_0 1(SLU) S	160.80	41.24	32.30	0.00	173.94	440.51	0.07

STAMPA VERIFICHE PLATEA

Le verifiche riguardano sia i nodi della platea relativi ad un singolo campo che a quelli di più campi.

Si riporta uno stralcio dei principali risultati stampati per le platee con riferimento ad un solo campo di platea ed ad una sola combinazione di carico. Si noti come, in corrispondenza dei nodi in cui siano presenti pilastri, vengono effettuate le verifiche a punzonamento oltre a quelle a flessione. Data l'ingente mole dei risultati si consiglia di visualizzare selettivamente i risultati (cioè per singoli campi o per pochi campi) come consentito nella finestra delle stampe.

VERIFICHE NODALI CAMPO PLATEA N. 17 (Nodi campo: P7_0-P19_0-P28_0-P8_0) COMBINAZIONE DI CARICO N. 1 (Comb. non sismica SLU) Angolo Dir.1 Armature con asse X = 0.000 °

- M1 infM1 sup	daNm/m	Momento di dimensionamento nella dir.1 delle armature (fibre tese inferiori/superiori)
Nelle comb. sismiche gli sforzi indicati sono quelli dell'analisi amplificati del 10% (7.2.5)		
- M1 infUM1 sup U	daNm/m	Momenti ultimi nella dir.1 delle armature (fibre tese inferiori/superiori)
- M2 infM2 sup	daNm/m	Momento di dimensionamento nella dir.2 delle armature (fibre tese inferiori/superiori)
Nelle comb. sismiche gli sforzi indicati sono quelli dell'analisi amplificati del 10% (7.2.5)		
- M2 infUM2 sup U	daNm/m	Momenti ultimi nella dir.2 delle armature (fibre tese inferiori/superiori)
- Beta		Coeff. Amplificazione Forza Punzonamento (Punto 6.4.3 principio(6) EC2)
- Punzon.	daN	Forza di punzonamento (al netto delle pressioni del terreno) di progetto amplificata col coeff. Beta di cui sopra.
- Punz.Lim.(P.Cr.)	daN (cm)	Forza Limite punzonamento senza armatura a taglio
		P.Cr. = lunghezza in cm del perimetro critico (distanza dal filo del pilastro = spessore piastra)
- S.Terr	daN/cm ²	Tensione di contatto piastra-terreno (positiva se di compressione)

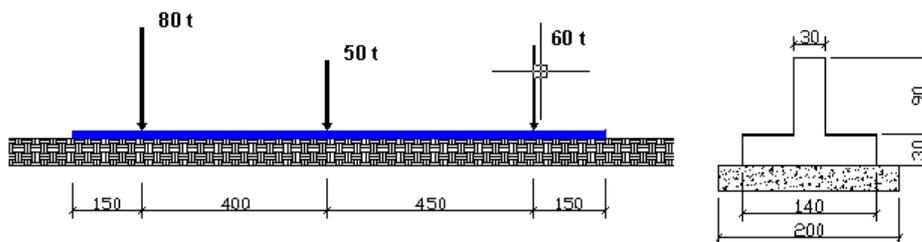
Nodo	M1 inf	M1 inf U	M1 sup	M1 sup U	M2 inf	M2 inf U	M2 sup	M2 sup U	Beta	Punzon.	Punzon.Lim.(P.Cr.)	S.Terr.	Verifica
P7_0	6176	34900	0	0	5723	39391	0	0	1.15	15886	226962 (640)	0.49	OK
208	679	34900	0	0	0	0	-1706	-30276	0.49	OK
207	0	0	-593	-16706	0	0	-2612	-16405	0.49	OK
206	0	0	-885	-16706	0	0	-2773	-16405	0.49	OK
205	0	0	-344	-16706	0	0	-2092	-16405	0.49	OK
P19_0	2229	16706	0	0	161	16405	0	0	0.50	OK
220	0	0	-1824	-25853	1324	39391	0	0	0.48	OK
469	0	0	-1079	-25853	0	0	-909	-30276	0.48	OK
470	0	0	-1561	-16706	0	0	-2475	-16405	0.48	OK
471	0	0	-1485	-16706	0	0	-2564	-16405	0.48	OK
472	0	0	-737	-16706	0	0	-1795	-16405	0.49	OK
186	1123	16706	0	0	532	16405	0	0	0.50	OK
219	0	0	-3356	-16706	0	0	-420	-16405	0.47	OK
473	0	0	-3082	-16706	0	0	-1174	-16405	0.47	OK
474	0	0	-2530	-16706	0	0	-1964	-16405	0.48	OK
475	0	0	-2116	-16706	0	0	-1974	-16405	0.48	OK
476	0	0	-1904	-16706	0	0	-1201	-16405	0.49	OK
185	0	0	-1821	-16706	995	16405	0	0	0.49	OK
218	0	0	-4080	-16706	0	0	-772	-16405	0.47	OK
477	0	0	-3676	-16706	0	0	-1291	-16405	0.47	OK
478	0	0	-3111	-16706	0	0	-1609	-16405	0.47	OK
479	0	0	-2695	-16706	0	0	-1446	-16405	0.48	OK
480	0	0	-2852	-16706	0	0	-589	-16405	0.48	OK
184	0	0	-3634	-16706	621	16405	0	0	0.49	OK
217	0	0	-4001	-16706	0	0	-675	-16405	0.47	OK
481	0	0	-3554	-16706	0	0	-1135	-16405	0.47	OK
482	0	0	-3044	-16706	0	0	-1457	-16405	0.47	OK
483	0	0	-2840	-16706	0	0	-1421	-16405	0.48	OK
484	0	0	-3235	-16706	0	0	-754	-16405	0.48	OK
183	0	0	-4070	-16706	419	16405	0	0	0.49	OK
216	0	0	-3220	-16706	0	0	-214	-16405	0.47	OK
485	0	0	-2971	-16706	0	0	-985	-16405	0.47	OK
486	0	0	-2468	-16706	0	0	-1717	-16405	0.48	OK
487	0	0	-2444	-16706	0	0	-1914	-16405	0.48	OK
488	0	0	-2765	-16706	0	0	-1426	-16405	0.49	OK
182	0	0	-3245	-16706	507	16405	-40	-16405	0.50	OK
215	0	0	-1901	-30389	1048	39391	0	0	0.48	OK
489	0	0	-1005	-30389	0	0	-678	-30276	0.48	OK
490	0	0	-1472	-16706	0	0	-2295	-16405	0.48	OK
491	0	0	-1798	-16706	0	0	-2582	-16405	0.49	OK
492	0	0	-1829	-16706	0	0	-2122	-16405	0.50	OK
181	0	0	-1231	-16706	301	16405	-544	-16405	0.51	OK
P8_0	5867	39387	0	0	5991	39391	0	0	1.15	15581	231687 (640)	0.49	OK
214	632	39387	0	0	0	0	-1720	-30276	0.49	OK
213	0	0	-536	-16706	0	0	-2658	-16405	0.49	OK
212	0	0	-1074	-16706	0	0	-3067	-16405	0.50	OK
211	0	0	-894	-16706	0	0	-2422	-16405	0.51	OK
P28_0	977	16706	0	0	113	16405	-410	-16405	0.52	OK

6 6 Esempi di validazione e di prova

Allo scopo di dimostrare l'affidabilità del presente programma (§ 10.2 NTC) vengono forniti alcuni casi di prova risolti e commentati. I primi due tratti dalla letteratura tecnica i restanti per illustrare casi particolari di modellazione.

I files di input degli esempi illustrati sono contenuti nella cartella \ESEMPI.F3F presente nella cartella di installazione del programma.

6.1 6.1 Esempio 1



La trave di Winkler in figura è tratta dal § 8 Capitolo 4 del Volume [14]²⁰⁷ in cui viene calcolata a partire dalla soluzione esatta dell'equazione differenziale della trave su suolo elastico continuo. Nel presente programma, invece, la soluzione è approssimata in quanto la rigidità elastica del terreno viene concentrata in corrispondenza dei nodi di discretizzazione delle travi (cfr. § 1.7.5¹⁵). Nella finestra dei dati generali si è lasciata immutata il valore di default (cm 40) della lunghezza di discretizzazione; si è inoltre deselezionata l'opzione relativa alla deformazione a taglio (nel volume citato non viene considerata). A questo punto va definita la sezione costante della trave nell'archivio sezioni travi. Nel piano di fondazione sono stati assegnati 5 nodi che definiscono 4 travi di Winkler le cui lunghezze sono indicate in figura.

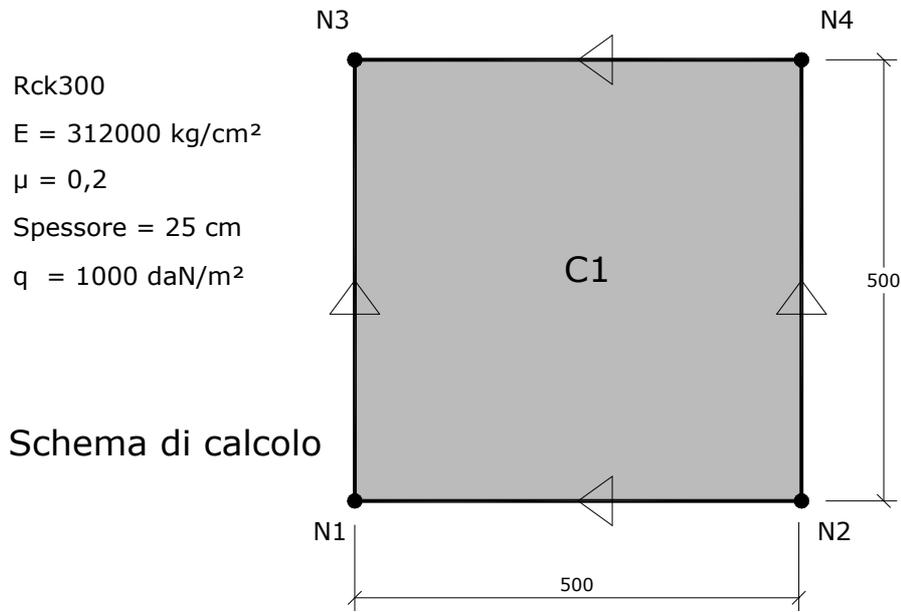
La soluzione fornita dal programma in corrispondenza della discretizzazione assegnata può ritenersi soddisfacente in quanto il confronto ad esempio del momento flettente in corrispondenza del carico di 80 t fornisce i seguenti valori:

Momento flett. = -283.75 kNm
280.09 kNm.

Momento flet. "esatto" =

6.2 6.2 Esempio 2

Allo scopo di fare qualche considerazione sul calcolo delle piastre in c.a. si consideri la **piastra quadrata in elevazione** in figura semplicemente appoggiata sul contorno e caricata da un carico uniforme di 1000 daN/m².



Alcune dimensioni dei dati vanno anzitutto convertite in quelle utilizzate dal programma:

$$E = 31200 \text{ N/mm}^2$$

$$q = 10.00 \text{ kN/m}^2$$

Nell'archivio *sezioni campi-platea* (§ 2.2.19⁷⁴) si modifica la sezione predefinita precisando lo spessore (25 cm), annullando il valore della costante di Winkler (la piastra è in elevazione e quindi non in contatto col terreno) e ponendo la classe del conglomerato pari a quella voluta di Rck300.

Il modello può essere generato dalla finestra dei *Dati Generali* mediante il modello predefinito di griglia di campi rettangolari.

Il programma però non prevede vincoli continui lungo i lati dei campi di piastra in quanto il programma è orientato al calcolo delle platee su suolo elastico che in genere non prevedono vincoli lungo i bordi. Allo scopo di simulare il vincolo di appoggio su ogni lato del campo è stata inserita una trave di winkler a sezione generica (cioè assegnata per dati) in cui si sono assegnati valori bassissimi ai dati statico-geometrici della sezione ed un valore altissimo al coefficiente di winkler ($k_w=999999$). Il valore assegnato alla larghezza della sezione di contatto trave-terreno è di appena 1 cm per evitare che larghezze maggiori generino momento torcenti sul terreno equivalenti a momenti flettenti negativi lungo i bordi.

Nella *tabella campi* (§ 2.2.7^[61]) si controlla che all'unico campo presente corrisponda il nome della sezione prima modificata e si digita il valore voluto di 1000 daN/m² per il carico uniforme.

Effettuato il calcolo si possono rilevare i seguenti risultati relativi al nodo centrale della piastra (i risultati per ogni nodo risultante dalla discretizzazione compaiono nella *finestra di output* cliccando col mouse sul nodo voluto dopo aver selezionato la scheda *campi platea*):

$$m_x = m_y = 11.15 \text{ kNm/m} = 11.15 \text{ kNcm/cm}$$

$$\text{freccia} = 0,050 \text{ cm}$$

Per via analitica la teoria classica delle piastre conduce alle seguenti espressioni per le precedenti quantità:

$$m_x = m_y = 0,03684 (1+\mu) q L^2 = 11.05 \text{ kNm/m}$$

$$\text{freccia} = 0,00406 q L^4/B = 0,0599 \text{ cm}$$

in cui:

$$B = E s^3 / [12(1 - \mu^2)]$$

$$E = 31200 \text{ N/mm}^2$$

$$s = 25 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,2$$

$$q = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$L = 500 \text{ cm}$$

La soluzione fornita dal programma può quindi ritenersi sufficientemente approssimata a quella esatta.

Ma nel caso di piastre in c.a. è ancora più importante segnalare che a causa della inevitabile fessurazione e dei fenomeni reologici **la rigidezza a torsione si riduce molto più sensibilmente di quella a flessione**. La conseguente riduzione dell'iperstaticità interna della piastra fornita dalla torsione può essere approssimata dal programma mediante l'assegnazione della percentuale di efficacia del modulo elastico G a torsione nella finestra dei *dati generali*. Il CEB Model Code 1990 consiglia di assumere come effettiva una percentuale di circa il 10% di G. Inserendo tale percentuale nei dati di input dell'esempio si ottengono i seguenti nuovi e differenti risultati (sempre nel nodo centrale e per $\mu = 0,2$):

$$m_x = m_y = 18.10 \text{ kNm/m}$$

$$\text{freccia} = 0,079 \text{ cm}$$

Si consiglia, pertanto, di effettuare il calcolo delle piastre e delle platee in c.a. (e quindi delle relative armature) con questi ultimi valori di molto superiori (di oltre il 40%) a quelli teorici forniti dalla teoria elastica in quanto maggiormente rispondenti al reale comportamento dei materiali impiegati.

6.3 6.3 Esempio 3

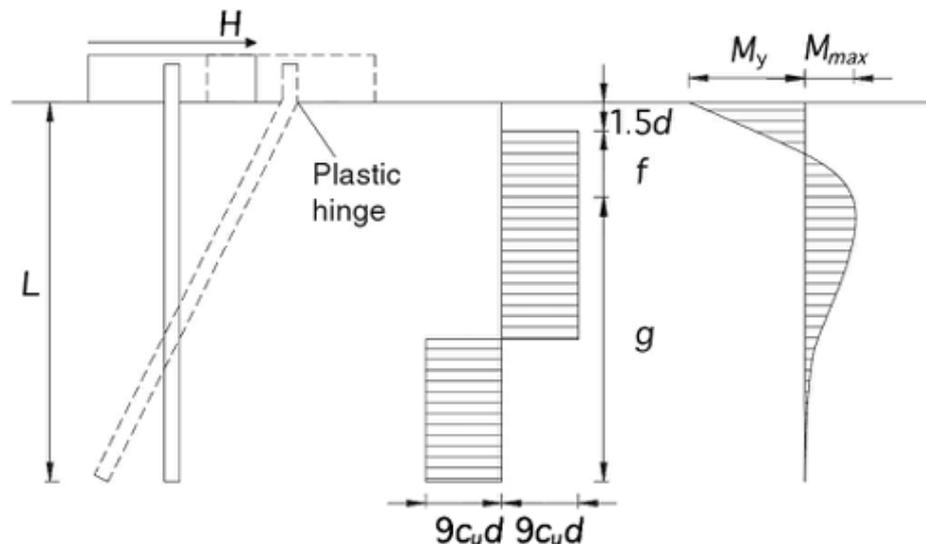
Dato un **palo a comportamento non dissipativo** in c.a. immerso in argilla, si vuole calcolare il **carico limite trasversale** da assegnare nell'archivio tipologie pali (§2.2.21^[77]).

Come illustrato nel §4.7^[154] il calcolo della resistenza trasversale non può essere eseguito con la teoria di Broms(1964) in quanto essa prevede la formazione di cerniere plastiche dotate di grande duttilità rotazionale **incompatibili**, pertanto, con il comportamento 'sostanzialmente elastico' che il programma prevede per tutte le strutture di fondazione (pali compresi).

Quindi, a meno di compiere un separato calcolo di duttilità delle armature longitudinali e staffe, può utilizzarsi la modalità di calcolo con terreno non lineare con curve p-y selezionabile nella finestra di Dati Generali. Questa modalità prevede che il comportamento del palo rimanga in elasticità lineare anche se il terreno laterale e di base si comporta in modo non lineare.

TERRENO COERENTE

A scopo di confronto si fa riferimento allo stesso palo descritto nel §4.7^[154] con rotazione della testa impedita che, grazie alla ipotizzata rotazione plastica delle cerniere (vedi figura seguente), conduce ad un carico di collasso trasversale del palo pari a 383.92 kN.



In questo modello con palo a comportamento 'sostanzialmente elastico' il **carico di collasso H** , invece, corrisponde al carico che produce il **momento di rottura nella sezione di massima sollecitazione** (in questo caso all'attacco del palo con la testata). Cioè fino a quando la sezione più sollecitata del palo non va a rottura il palo non passa mai in fase plastica in quanto non viene mai superato, in ogni sua sezione, il momento di rottura. In modalità non dissipativa ('sostanzialmente elastica')

la rottura a presso-flessione della sezione del palo può avvenire per eccesso di deformazione del calcestruzzo ($\varepsilon > 0.002$) o dell'acciaio ($\varepsilon > f_y/E_s$) ma sempre in presenza della massima percentuale di armatura longitudinale di normativa (4% A_c). H. Per stimare il carico orizzontale H_{lim} di collasso si tratta quindi di incrementare il carico nodale H orizzontale fino a quando non si rompe la sezione più sollecitata del palo (cioè fino a quando il palo risulta per l'ultimo tentativo ancora verificato).

Per il calcolo con il suddetto carico di collasso occorre aprire un apposito nuovo calcolo (Esempio_3.F3F) e selezionare come modellazione dei pali quella *Non lineare (curve p-y, t-z)*. Se, come di consueto, le massime forze orizzontali corrispondono alle sollecitazioni sismiche, la prima ed unica combinazione nodale assegnata va indicata come sismica (cioè come non dissipativa):

DATI GENERALI FONDAZIONE

Descrizione struttura	
ESEMPIO_3	
Dati struttura	
Numero massimo NODI:	100
Numero massimo TRAVI:	200
Condizioni/Combinazioni di carico	
N° Cond. Carico NON NODALI (<=10)	2
N° tot. Comb. Carico NODALI (<=100)	1
Ultime Comb. SLU non sismica: (Tutte le successive sono sismiche)	0

La sezione del palo va definita nell'*Archivio sezioni travi/pali*: qui si fissa il diametro del palo (60 cm), il copriferro ($cf = 5$ cm), il tipo di calcestruzzo (C25/30), il tipo di acciaio (B450C).

Il terreno viene modellato (secondo lo schema di Broms sopra illustrato) nell'*Archivio tipologie pali* in modalità non lineare assegnando la lunghezza del palo $L = 1500$ cm ed il primo tratto del fusto pari a $1.5 d = 90$ cm come distacco D testata-terreno. Il diagramma tensioni-deformazioni trasversale di tipo iperbolico con pressione massima costante pari a $P_{ult} = 9 \cdot C_u = 9 \cdot 0.04 = 0.36$ N/mm². Il valore di K_h viene dedotto dalle correlazioni: $K_h = 1.2 \cdot E_s / d$ in cui $E_s = 300 \cdot C_u = 300 \cdot 0.04 = 12$ N/mm² = 1200 N/cm². Quindi $K_h = 1.2 \cdot 1200 / 60 = 24.0$ N/cm³.

Dati Tipologia selezionata

Nome Tipologia: PALO_A Nome Sezione palo: PALO1

Dati Geometrici Tipologia

S: spessore rigido testata 0 cm

D: distacco testata dal terreno 90 cm

L: Lungh. palo + S [proiez. vert.] 1500 cm

Vincolo palo - attacco testata

Incastro

Cerniera

Modellazione non lineare del terreno con curve p-y e t-z (Strati dall'alto in basso)

N° Strato	Tipo Terreno	Kh Sup.(N/cm ²)	Kh Inf.(N/cm ²)	Pult Sup (N/mm ²)	Pt
1	COESIVO	24.0	24.0	0.36	
2					
3					

Nella scheda di Input *Vincoli esterni* va imposto (in corrispondenza del nodo n. 1 in cui è stato posto il palo) il vincolo alla rotazione della testa del palo (pattino) in questo modo:

Vincolamento Nodo n. 1 Piano 0

Codice Vincolo: 000111

Tipologia Vincolo

Incastro totale

Vincolo per elementi di fond. superficiali (travi, plinti, etc)

Cerniera sferica

Nessun vincolo (nodo libero)

Generico

Vincolo allo spostamento

Asse X generale

Asse Y generale

Asse Z generale

Vincolo alla rotazione

Asse X generale

Asse Y generale

Asse Z generale

Annulla Applica

Sempre nella scheda di Input e dopo aver selezionato l'unica combinazione nodale di carico assegnata, vanno assegnate le sollecitazioni nodali pari a FX kN come forza orizzontale (da incrementare fino a rottura del palo) e FZ = -460 kN = carico verticale minima agente sul nodo nelle combinazioni sismiche.

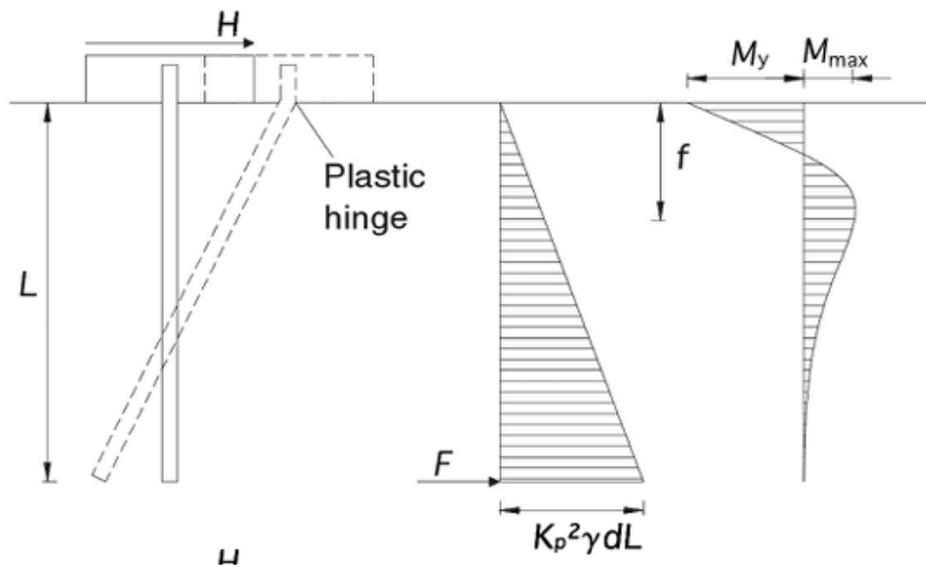
Dopo qualche tentativo (modificando solo FX) si ottengono che il massimo valore di FX che verifica il palo risultati pari a $F_x = 330$ kN (con $34\phi 20$ (pari a circa il 4% di A_c). Ottenuto il carico di collasso si ricava la resistenza trasversale caratteristica $H_k = H/1.7$ ed infine la resistenza trasversale di progetto $H_d = H_k/1.3$ da inserire nell'Archivio Tipologie Pali.

Si noti nel §4.7 si era ottenuto il carico di collasso $H = 384$ kN (applicando la teoria di Broms) con appena $16 \phi 16$ (pari a 1.1%) grazie all'ipotesi di cerniera plastica ad alta duttilità.

Anche se comporta un maggiore impiego di armature il metodo qui illustrato di calcolo del carico H di collasso ne consente la valutazione anche nel caso di terreno stratificato con sensibili escursioni di rigidezza (cosa non possibile con la teoria di Broms originale).

TERRENO INCOERENTE

Nell'ESEMPIO3_BIS si è modellato il terreno incoerente omogeneo con la schematizzazione prevista nella teoria di Broms ed illustrata dalla figura seguente:



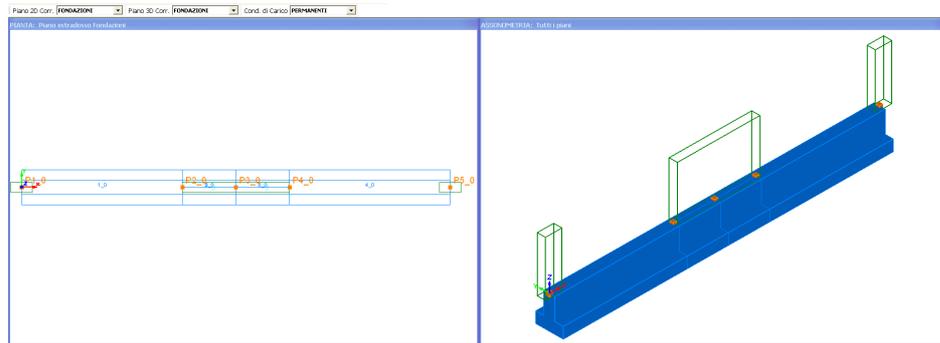
Il valore K_p della pressione passiva del terreno si ottiene a partire dal valore dell'angolo di attrito Φ' assunto qui pari a 32° . Pertanto $K_p = \tan^2(\pi/4 + \Phi'/2) = 0.091$.

Posti $\gamma = 0.00018 \text{ N/mm}^2$; $d = 600 \text{ mm}$ e $L = 15000 \text{ mm}$ si ha $P_{ult} = 13.41 \text{ N/mm}^2$

Per K_h si assume un valore costante di $K_h = 24 \text{ N/cm}^3$.

Con la stessa metodologia prima esposta si risolve per successivi tentativi la struttura applicando una forza orizzontale F_X via via crescente fino a ottenere la non verifica del palo (per rottura della sezione più sollecitata del palo). Il massimo carico per cui il palo risulta ancora verificato è $F_X = 400 \text{ kN}$. Quindi il carico di collasso risulta $H_{lim} = 400 \text{ kN}$. Quindi $K_k = 400/1.7 = 235,29 \text{ kN}$. $H_d = 235,29/1.3 = 181,00 \text{ kN}$. Lo stesso calcolo svolto con la teoria di Broms (§4.7¹⁵⁴) e armatura dell'1%, conduce, invece, ad un carico di collasso $H_{lim} = 572 \text{ kN}$.

6.4 6.4 Esempio 4



Si vuole modellare una parete duttile che si innesta (insieme ad altri pilastri) in una trave di fondazione alla winkler.

Per ipotesi si assume che la parete trasmetta gli sforzi (che sono quelli di verifica nella sovrastruttura) alla fondazione mediante azione assiale e momenti flettenti CONCENTRATI nel baricentro della sezione rettangolare di attacco alla fondazione. Ciò equivale a modellare la parete (in maniera del tutto analoga a quello che si fa con i pilastri) come un semplice nodo (nodo n. 3 in figura) posizionato in pianta nel baricentro della sua sezione. Facendo questa semplice ipotesi si trascura la effettiva rigidità che la parete esercita sul tratto di fondazione interessato (in questo caso lungo ben 3 metri). Oltre ad un grossolano errore di schema ciò comporterebbe enormi sollecitazioni (non realistiche) nel tratto di trave alla winkler interessato direttamente dalla parete. E' quindi necessario generare i due nodi (nodi 2 e 4 in figura) che delimitano gli estremi della parete in modo che la trave di fondazione sia costituita da 4 tronchi di trave (e non due come nella prima ipotesi approssimata). Per modellare la grande rigidità della parete tra i nodi 2 e 4 è necessario generare due ulteriori travi fittizie che collegando i nodi 2-3-4 trasformino questo tratto di fondazione in un unico concio rigidissimo. Per fare ciò basta assegnare, nell'archivio sezioni travi, una sezione generica per dati (denominata LINK in questo esempio) che abbia una rigidità J_z elevatissima (le altre rigidità della sezione non interessano qui):

ARCHIVIO SEZIONI TRAVI - PALI

Aggiungi sezione: 40x60
 Modifica sezione: PALO1
 Elimina sezione: SEZSOL1
 LINK

ESCI: Sez.Corr: 40x60
 Selezione sezione corrente

Dati Sezione

Nome sezione: LINK

Forma sezione: Generica (per)

Calcestruzzo: C20/25

Dimensioni Sez.(cm) - Kwinkler (N/cm²) - Press.lim.(N/mm²)

Jz fl. 999999999

Jy fl. 1000

A/FTy 100

A/FTz 100

Jp/q 100

Bapp. 0 Kwink. 0.0 Pr.Lim 0.00

Copriferro (dal baricentro delle barre)

cm C.ferro sup. 4 cm

Origine assi locali z'-y' rispetto a P (punto medio estrad. sez.)

Origine assi locali z'-y' coincidente con P
 Origine assi locali z'-y' coincidente con G

Le sezioni vanno armate a torsione
 Le sezioni non vanno armate a torsione

Nelle sezioni di travi non a diretto contatto col terreno porre la dimensione della base di appoggio Bapp.= 0 e/o Kwink.=0.
 Il valore Pr.lim da assegnare alla pressione limite del terreno di fondazione della trave alla Winkler è quello di 'progetto' ottenuto dal rapporto tra la pressione ultima ed il coeff. parziale 2.3 in quanto il programma effettua le verifiche con l'approccio 2 (§ 6.4.2.1 NTC). Anche nei casi in cui la stratigrafia del terreno sia

Salva Modifiche Annulla

$J_z = M.$ Inerzia baric. intorno a z (cm⁴)
 $J_y = M.$ Inerzia baric. intorno a y (cm⁴)
 $A_y =$ Area sezione/Fatt.Taglio dir.y (cm²)
 $A_z =$ Area sezione/Fatt.Taglio dir.z (cm²)
 $J_{p/q} =$ Mom.polare/Fatt.Torsione(cm⁴)

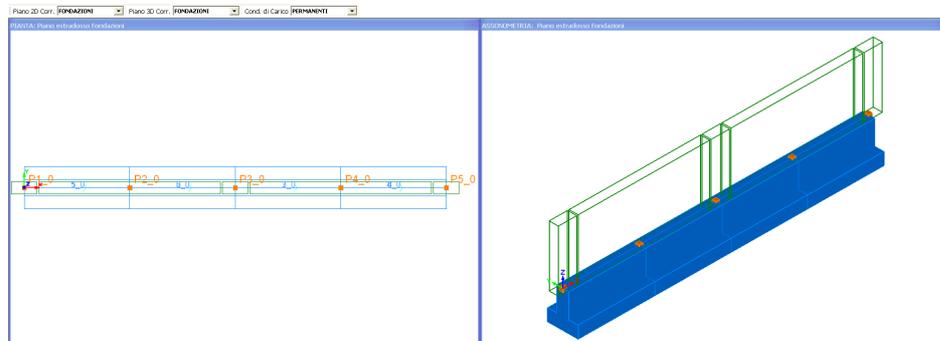
Si noti che in questa sezione va posta pari a 0 la base di appoggio sul terreno in quanto l'appoggio sul terreno è già stato considerato nella trave alla winkler.

Si assegna quindi questa sezione fittizia alle due ulteriori travi (oltre alle due travi alla winkler) che collegano i nodo 2-3-4. In definitiva alle due travi alla winkler che interessano l'impronta della parete sono state sovrapposte altre due fittizie al solo scopo di modellare la rigidezza della parete (le travi fittizie non verranno ovviamente armate ed il loro apporto sarà espresso solo in termini di sollecitazioni nei risultati). La circostanza della sovrapposizione verrà segnalata dal programma con apposito messaggio di attenzione all'avvio dell'esecuzione del calcolo.

In questo particolare esempio si sono assegnati come carichi nodali solo i carichi verticali concentrati nei tre baricentri delle sezioni (di due pilastri e della parete). Nella condizione di carico Permanente sono stati assegnati due carichi ripartiti (corrispondenti ad es a tompagni) ai due tratti di fondazione liberi dalle sezioni della parete e dei pilastri. Si raccomanda di controllare visivamente la disposizione ed il verso dei carichi assegnati selezionando come modalità di visualizzazione quella 'wireframe' o 'solido trasparente' tramite gli appositi pulsanti di visualizzazione (nella barra superiore dei comandi)

Si ricorda che nel caso di ulteriori combinazioni nodali di carico di tipo sismico è necessario che i momenti (e i tagli) trasmessi dai pilastri e dalle pareti siano amplificati come precisato nel §7.2.5 NTC.

6.5 6.5 Esempio 5



Si tratta della modellazione delle pareti di cantinato che si innestano sulle travi di fondazione tra un pilastro e l'altro.

Per semplicità tali pareti vengono rappresentate come semplici nodi intermedi ai pilastri a cui viene attribuita una sezione definita come "pannello di taglio" nell'archivio sezioni pilastri.

Pareti e pannelli di taglio, come tutte le sezioni dei pilastri, non conferiscono al modello strutturale alcuna connotazione in termini di rigidità o di resistenza ma hanno una funzione indicativa delle sole loro dimensioni in pianta (ai fini del dimensionamento dei conci rigidi delle travi o del perimetro critico a taglio nelle platee).

E' del tutto evidente che la presenza di tali pareti rende la deformazione (ed i corrispondenti sforzi) delle travi di fondazione alla winkler completamente diversa da quella ottenibile ignorando la presenza di tali pareti.

Si devono, pertanto, collegare più rigidamente tra loro tutti i nodi interessati dalle pareti mediante aste fittizie che abbiano una rigidità flessionale paragonabile a quella delle pareti. A tal fine viene creata una sezione generica per dati (denominata 'LINK' nell'esempio) avente rigidità $J_z = 107.000.000 \text{ cm}^4$ (pari circa a quella della parete $30 \times 350^3 / 12$). Con questa sezione vengono generate altre 4 travi che si sovrappongono a quelle di winkler già assegnate. Il peso proprio delle pareti ed i carichi permanenti trasmessi dalle pareti vanno assegnati direttamente alle effettive travi di fondazione alla winkler.

Per evitare la generazione automatica dei conci rigidi delle travi in corrispondenza dei pilastri è opportuno deselezionare, nella finestra dei [Dati Generali](#), l'apposita casella "Generazione automatica conci rigidi".

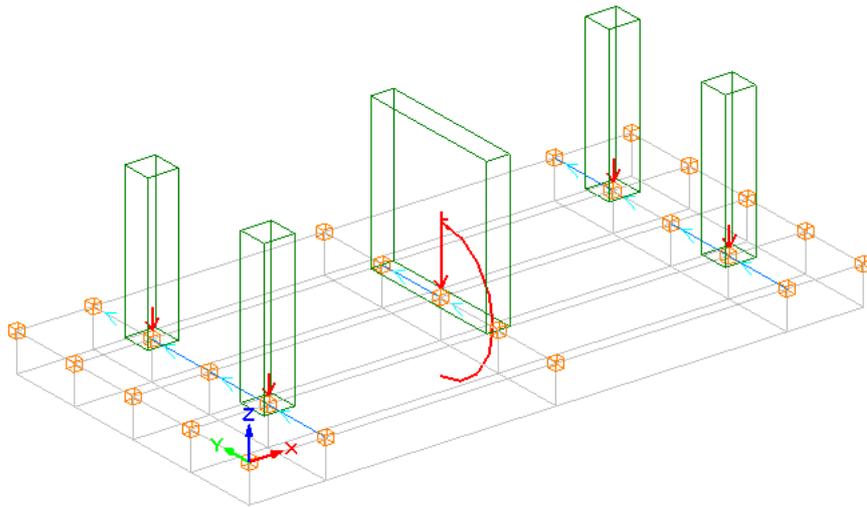
6.6 6.6 Esempio 6



A solo scopo dimostrativo si è schematizzata una piccola platea su cui ricadono 4 pilastri, una parete (baricentro nel nodo 13) che si estende in altezza per più piani e due pareti di cantinato che passano rispettivamente per i pilastri 7-17 e 9-19.

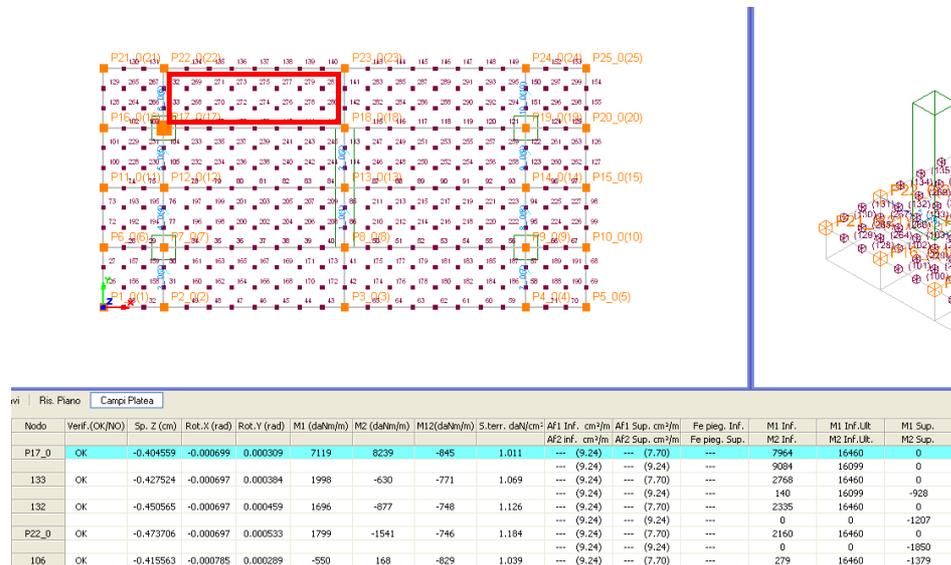
Per schematizzare i campi di platea per i 5 elementi verticali di figura è stato preliminarmente necessario generare 25 nodi. Questa operazione può essere fatta con più facilità generando i soli nodi in un apposito layer del disegno architettonico e procedendo alla sua importazione in formato DXF come indicato nel precedente § 2.2.1 File⁴⁴. Una volta importati i nodi vanno definiti gli archivi *sezioni campi platea*, *sezioni travi* e *sezioni pilastri*. In questo caso si è prima definita la sezione tipo dei campi di platea (spessore, materiale, caratterizzazione alla winkler). Nell'archivio pilastri si sono indicate le dimensioni dei 4 pilastri uguali (sezione denominata 40x40) e quella della parete duttile (200x30). In direzione Y i pilastri nei nodi 7-13 sono attraversati da una parete della scatola rigida di fondazione alta un piano. Lo stesso per i pilastri 9-19. Per queste pareti di cantinato non si è definita alcuna sezione nell'archivio pilastri in quanto per loro schematizzazione basta generare delle travi fittizie mediante la definizione di una sezione generica per dati ('PANNELLI' nel presente esempio) nell'archivio sezioni travi. A questa sezione generica si è assegnata una inerzia flessionale J_z pari alla quella della sezione verticale della parete (ad esempio $J_z = 30 \times 350^3 / 12$). Le corrispondenti travi fittizie sono quelle i cui numeri in pianta (colore blu) sono: 3-4-5-6-7-8-9-10.

Analogamente per modellare l'enorme rigidità della parete duttile nel nodo 13 si è definita una sezione generica per dati ('LINK' nel presente esempio) alla cui inerzia J_z è stata assegnato un valore molto più elevato rispetto a quello delle pareti di cantina (non bisogna esagerare in quanto si possono poi avere problemi numerici). Con la sezione 'LINK' sono state generate le due travi fittizie 1-2 che collegano i tre nodi 8-13-18 rappresentativi della parete i cui sforzi assiali e momenti vengono concentrati nel nodo baricentrico 13:



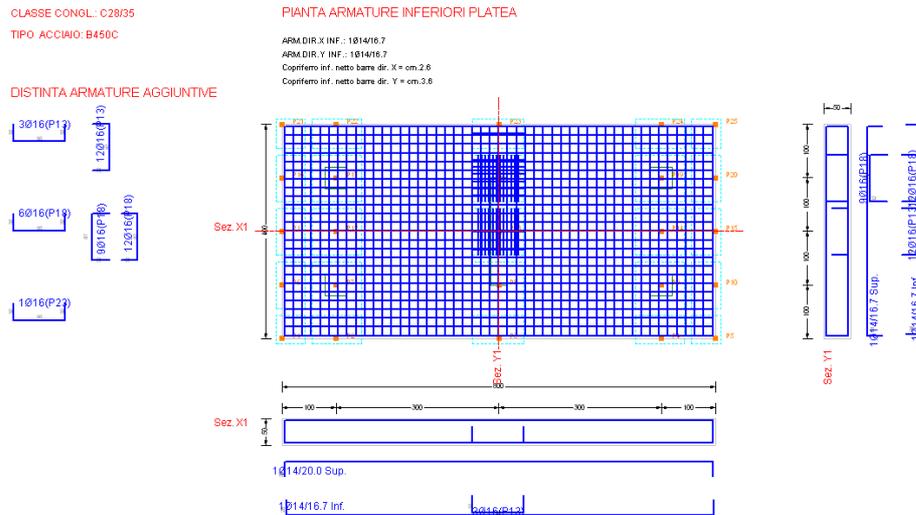
In questa rappresentazione wireframe è possibile notare direzione ed intensità delle forze nodali assegnate ai 4 pilastri ed alla parete per ogni differente combinazione nodale assegnata.

Una volta effettuato il calcolo è possibile visualizzare per ogni nodo generato della platea le sollecitazioni e le armature nel seguente output del programma)si noti il notevole numero di ulteriori punti di calcolo generati in automatico all'interno dei singoli campi di piastra assegnati direttamente. Il numero di nodi interni può essere ridotto aumentando la dimensione della mesh nei Dati Generali):



Per analizzare in dettaglio i risultati e la causa di mancate verifiche si consiglia di azionare il pulsante delle stampe nella barra principale e selezionare il singolo campo di platea da indagare (si sconsiglia di stampare tutti i campi in quanto l'enorme mole di dati risulterebbe di difficile lettura).

Le armature generate in questo caso dal programma sono visualizzabili mediante il pulsante 'Armature Platea':

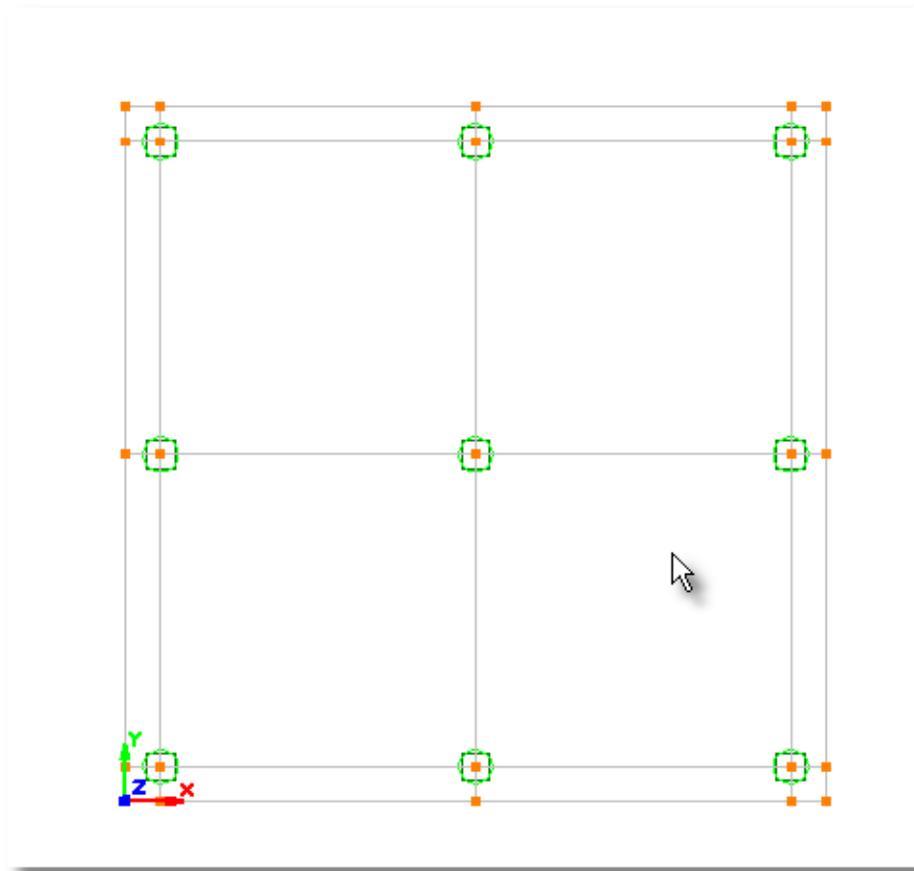


Le forti compressioni generate dalla rotazione della parete hanno reso necessarie un infittimento localizzato delle armature a flessione della piastra. Per ridurre le armature di infittimento può essere opportuno incrementare lo spessore della platea o ridefinire il modello strutturale (ad esempio rinforzando la platea con nervature).

6.7 6.7 Esempio 7

Si vuole esaminare il caso di una [fondazione mista](#)¹²⁸ in cui ai pali sia assegnata la sola funzione di riduzione dei cedimenti SLE. Questa situazione si presenta quando il terreno è in grado di resistere agli SLU in presenza della sola platea senza pali, ma siano previsti forti cedimenti della platea allo SLE incompatibili con la destinazione d'uso della costruzione.

A tal fine si consideri una platea quadrata con lato di 7 m, spessore 80 cm e soggetta ad un solo SLU costituito da un carico complessivo di progetto $Ed(SLU) = 9824$ kN ed da un carico complessivo (oltre al peso proprio) SLE pari a $Ed(SLE) = 7280$ kN. Per semplicità di esposizione si ammette che i baricentri di entrambi i carichi coincidano con quello della platea e che i carichi sulla platea provengano dai 9 pilastri in figura.



Sulla base delle prove geotecniche eseguite si è stabilito che il terreno di fondazione è di tipo argilloso di media consistenza con caratteristiche costanti fino a 30 metri di profondità.

A partire dai seguenti dati geotecnici:

$c_u = 0.08 \text{ N/mm}^2$; $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$; $M_o = 18 \text{ N/mm}^2$ (modulo edometrico qui costante con la profondità)

Prove geofisiche hanno inoltre condotto ad un modulo elastico del terreno pari a $E_s = 91 \text{ Mpa}$ ($\nu = 0.5$).

Con la solita formula trinomia (ad esempio utilizzando il programma di servizio al § 4.3) si è calcolato il carico limite q_{lim} da cui il carico limite di progetto della sola platea risulta:

$$q_{lim_d} = q_{lim} / R = 0.214 \text{ N/mm}^2 \text{ (con } R = 2.3)$$

La resistenza SLU della sola fondazione superficiale (senza pali) allo SLU è pertanto $R_d(SLU) = 0.214 \cdot 7000^2 / 1000 = 9800 \text{ kN} > E_d(SLU) = 10486 \text{ kN}$

Quindi la platea superficiale (senza pali) sarebbe in grado da sola di resistere allo SLU previsto.

Per controllare i cedimenti allo SLE della sola platea (senza pali) soggetta ad un carico compressivo $E_d(SLE) = 7280 \text{ kN}$ si utilizza il programma di servizio del § 4.9^[159] che, sulla base del modulo edometrico $M_o = 18 \text{ Mpa}$, fornisce (a partire da un carico uniforme di $72800000 / 7000^2 = 0.1486$

N/mm²) un cedimento medio, per platea rigida, pari a $w = 6.04 \text{ cm} > 4.0 \text{ cm} = w_{\text{ammisibile}}$.

Ciò il cedimento in combinazione SLE risulta incompatibile col massimo cedimento ammissibile dalla sovrastruttura fissato in 4 cm nel progetto della platea (il massimo cedimento differenziale statisticamente è una quota parte di quello massimo assoluto).

La pressione media sul terreno esercitata dalla platea allo SLE può così ridursi a:

$\sigma_{\text{platea}} = Ed(\text{SLE}) / 700^2 = 7280000/490000 = 2.46 \text{ N/cm}$. Alla platea (nell'archivio sezioni platea) va di conseguenza assegnato un coefficiente di sottofondo di winkler pari a:

$k_w = \sigma_{\text{platea}} / w = 1.68 \text{ N/cm}^3$. Questo dato va inserito nell'archivio sezioni platea insieme agli altri dati (spessore 80 cm, copriferri e materiali).

Risulta, quindi, necessario inserire pali nella struttura di fondazione **al solo scopo di ridurre i cedimenti SLE**. In base alle vecchie normative i pali avrebbero dovuto sostenere l'intero carico trascurando la portanza della platea. Le NTC 2018 consentono invece di progettare una fondazione mista in cui platea e pali collaborano nel sostenere i carichi (in particolar modo quelli verticali) verticali provenienti dalla sovrastruttura; ciò che consente un notevole risparmio nel numero di pali necessari.

A tale scopo si prevedono n 9 pali trivellati aventi diametro pari a 60 cm e lunghezza di 1500 cm. A partire dai dati geotecnici forniti dalle verticali di indagine si sono calcolate mediante formule analitiche le seguenti resistenze (di collasso, caratteristica e di progetto) per il palo singolo:

$$R_{\text{lim}} = 1700 \text{ kN}$$

$$R_k = 1200 \text{ kN}$$

$R_d = R_k - P_{\text{palo}} = 1200 - 106 \text{ kN} = 1094 \text{ kN}$ (In cui P_{palo} è il peso del palo)

Trattandosi di sola riduzione dei cedimenti la resistenza di progetto R_d viene assunta pari a quella caratteristica a meno del peso proprio del palo P_{palo} . Nel caso, invece, di calcolo delle combinazioni SLU occorre assumere $R_d = R_k / R_3 - P_{\text{palo}}$ in cui $R_3 = 2.3$.

A partire dal modulo elastico del terreno prima indicata ($E_s = 91 \text{ MPa}$) costante ben oltre la quota della punta dei pali, si calcola di seguito il coeff. di winkler per carichi trasversali k_h da assegnare nell'archivio tipologie pali. I coeff. k_h vengono utilizzati dal programma per modellare linearmente l'interazione trasversale pali-terreno. Utilizzando la correlazione di Gazetas: $k_h = 1.2 E_s / d$ si ottiene $k_h = 1.2 \cdot 910 / 60 = 18.2 \text{ N/cm}^3$. Poichè per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni miste viene utilizzato il modello non lineare iperbolico di Chin per i cedimenti assiali dei pali, i valori assegnati a k_h verranno utilizzati dal programma solo per il calcolo degli effetti sui pali dovuti ad eventuali azioni trasversali (vento, sisma, eccentricità dei carichi verticali).

Nel calcolo delle fondazioni miste allo SLE è necessario (come indicato nel § 3.4¹²⁸) assumere per i pali il comportamento assialmente non lineare ed anche prendere in conto l'interazione assiale tra i pali (in pratica per forze verticali). Ciò si ottiene operando

le seguenti selezioni nella finestra dei Dati Generali (file: ESEMPIO_7_SLE):

Pali: Modellazione di calcolo

Pali in mezzo stratificato alla Winkler (elast.)

Pali in terreno non lineare (curve p-y / t-z)

Pali in terr. assialm. non lineare (mod. Chin)

Pali in gruppo (Carichi assiali)

Efficienza Assiale Pali (senza plinto) Ev:

Interazione Pali per forze verticali

Pali in gruppo (Carichi trasversali)

Efficienza Trasv..Pali (senza plinto) Eh:

L'efficienza è stata posta pari ad 1 in quanto gli effetti di gruppo sono in gran parte ricompresi nell'interazione assiale dei pali (per forze verticali).

Si ricorda inoltre che l'interazione tra il terreno sotto la platea e quello adiacente ai pali viene calcolata automaticamente dal programma mediante la riduzione del coeff. Kw della platea del 20%.

La finestra della tipologia stratificata lineare alla winkler dei pali assume il seguente aspetto:

MODELLO DI WINKLER LINEARE PER SPOSTAM. ORIZZ. - NON LINEARE IPERBOLICO PER SPOST. VERTICALI

Aggiungi tipologia PALO_A

Modifica tipologia

Elimina tipologia

ESCI

Spostamenti Limite pali (per tutte le tipologie)

Spostamento Orizzontale Ultimo Testata Pali (Stati Limite Ultimi) cm

Cedimento Verticale Ultimo Testata Pali (Stati Limite Ultimi) cm

Spost. Orizzontale Ammiss. Testata Pali (Stati Limite Esercizio) cm

Cedimento Verticale Ultimo Testata Pali (Stati Limite Esercizio) cm

Dati Tipologia selezionata

Nome Tipologia: PALO_A Nome Sezione palo: PALO1

Dati Geometrici Tipologia

S: spessore rigido testata cm

D: distacco testata dal terreno cm

L: Lungh. palo + S [proiez. vert.] cm

Vincolo palo - attacco testata

Incastro

Cerniera

Modell. lineare alla Winkler per spost. orizz. Non lineare iperbolica per spost. verticali

N.Strato	Spessore (cm)	Kh Sup. (N/cm ³)	Kh Inf.(N/cm ³)	Mom.Cinematico (kNm)
1	2000	18.2	18.2	0.00
2				
3				
4				

Legame iperbolico carico Q vert. - cedimento w vert.

Parametro n iperbole: $Q = w/(m+nw)$ mm/MN

Parametro m iperbole: $Q = w/(m+nw)$ 1/MN

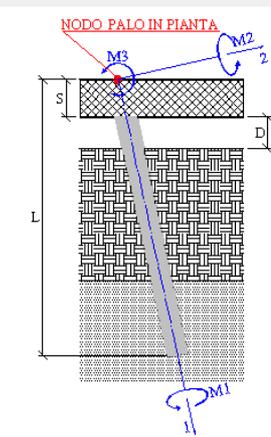
Resistenze di progetto per forze Assiali (per pali in gruppo assegnare le resist.caratteristiche)

Resistenza Assiale di progetto per compressione [SLU] kN

Resistenza Assiale di progetto per trazione [SLU] kN

Resistenza di progetto per forze Trasversali

Resistenza Trasversale di progetto [SLU] kN



Stima Kh **Stima m, n Chin** **Momenti Cinematici**

Si schematizza la curva Q (carichi) - w (cedimenti) di ogni palo come non lineare ed assimilabile all'iperbole (Chin) di equazione $Q = w/(m+nw)$ in cui m,n sono i parametri dell'iperbole da determinare a mezzo di prove di carico (da condurre non necessariamente a rottura su pali pilota ma anche fino a 1,5 volte il carico di esercizio SLE.) Col sottoprogramma caricabile col pulsante 'Stima m,n Chin' (o anche dal menu dei sottoprogrammi nella barra principale) si ricavano sia i valori di m,n sia le resistenze assiali di progetto dei pali. Per assegnare gli spostamenti assiali ultimi della testata dei pali fare riferimento alle NTC che fissano a $0.1 \cdot D$ lo spost. convenzionale assiale a rottura per pali aventi diametro $D < 80$ cm e a $0.05 \cdot D$ lo spost. a rottura per pali con $D \geq 80$ cm; assumere per D il diametro minimo tra tutti i pali in progetto. Se nei dati generali si è selezionata l'opzione 'Interazione per carichi verticali' gli spostamenti assiali ultimi possono essere aumentati, restando chiaro che l'importante è la valutazione, a calcolo eseguito, dei cedimenti differenziali che vanno a sollecitare la sovrastruttura. I coefficienti di Winkler Kh per i carichi trasversali sono qui considerati lineari e possono variare linearmente all'interno dei singoli strati assegnati (tra i due valori di estremità).

Non potendo eseguire prove di carico sul palo progettato la valutazione dei parametri n ed m dell'iperbole $Q = w / (m+nw)$ che modella la rigidità assiale non lineare del palo è stata effettuata nella modalità seguente (carichi in MN e lunghezze in mm):

$$n = 1 / Q_{lim} = 1/R_{lim} = 1/1,7 = 0.58823$$

$$m = \underline{w} (1 - Q_d n) / Q_d = 60 (1 - 1.094 \times 0.58823) / 1.094 = 19.5508$$

Il valore di m è stato ricavato imponendo all'iperbole il valore della resistenza di progetto Q_d in corrispondenza del cedimento a rottura ($\underline{w} = 0.1 D = 60$ mm per $D < 80$ cm) fissato dalle NTC.

La posizione dei pali riduttori dei cedimenti è stata scelta in corrispondenza del baricentro dei 9 pilastri e quindi come caichi nodali sono stati assegnatigli sforzi trasmessi allo SLE dai pilastri alla platea: in questo caso costituiti dai soli carichi verticali SLE tutti uguali e pari a -700 kN.

Il calcolo riguarda la sola combinazione SLE ma è necessario assegnare anche una combinazione SLU con gli stessi sforzi assegnati alla SLE in quanto il programma prevede il progetto delle armature solo a partire da combinazioni SLU. I carichi concentrati assegnati in entrambe le combinazioni ai 9 nodi corrispondenti sia ai pilastri che ai pali sono tutti pari a 700 kN.

RISULTATI SLE

L'interazione (con conseguente riduzione del coeff. di winkler della platea) tra il terreno a contatto della platea ed i pali viene così riportata nelle stampe.

CALCOLO INTERAZIONE VERTICALE MEDIA PLATEA-PALI (fondazione mista)

Area Ar platea (o travi) con k winkler > 0:	49.00	m ²	
Numero N di Pali:	9		numero pali non appartenenti a plinti su pali
Interasse s medio Pali:	300.0	cm	
Area platea a contatto del terreno:	49.00	m ²	Area contatto platea-terreno al lordo dell'area occupata dai pali
Area pali nella platea:	2.54	m ²	Area occupata dai pali nella pianta della platea
Fattore Cr1 riduz. Kw per area pali:	0.948		$Cr1 = (Area_Platea - Area_Pali) / Area_Platea$
Fattore Cr2 riduz. Kw platea interaz. pali:	0.800		Indipendente dal numero pali (Randolph e Clancy,1993)
Fattore Crid riduzione medio di Kw platea:	0.758		$Crid = Cr1 * Cr2$ applicato a tutti i Kw della platea

I cedimenti SLE dei pali risultano tutti minori del cedimento ammissibile di 4 cm prefissato:

SPOSTAMENTI DELLA TESTA DEI PALI PER LE SINGOLE COMBINAZIONI DI CARICO

Plinto Nodo centrale del Plinto su pali cui appartiene il palo corrente
 Sp.X / Sp.Y / Sp.Z cm Spostamenti in cm della testa del palo nel sist. gen. di riferimento X,Y,Z
 Rot.X / Rot.Y / Rot.Z Rad Rotazioni della testa del palo intorno agli assi X,Y,Z del riferimento generale

COMBINAZIONE DI CARICO 2[^] (SLE-Q.Perm.)

NodoPalo	Plinto	Sp.X	Sp.Y	Sp.Z	Rot.X	Rot.Y	Rot.Z
1_0	----	0.000	0.000	-3.865	-0.00001	0.00001	0.00000
2_0	----	0.000	0.000	-3.871	0.00003	0.00000	0.00000
3_0	----	0.000	0.000	-3.865	-0.00001	-0.00001	0.00000
4_0	----	0.000	0.000	-3.871	0.00000	-0.00003	0.00000
5_0	----	0.000	0.000	-3.870	0.00000	0.00000	0.00000
6_0	----	0.000	0.000	-3.871	0.00000	0.00003	0.00000
7_0	----	0.000	0.000	-3.865	0.00001	0.00001	0.00000
8_0	----	0.000	0.000	-3.871	-0.00003	0.00000	0.00000
9_0	----	0.000	0.000	-3.865	0.00001	-0.00001	0.00000

VERIFICHE GEOTECNICHE DEGLI SFORZI IN TESTA DEI PALI (PER OGNI COMBINAZIONE)

N.B. gli sforzi sono riferiti agli assi locali del palo:
 Asse x= asse longitudinale baricentrico del palo.
 Asse y= asse locale sezione di testa parallela all'asse Y generale se il palo è verticale;
 nel caso di palo inclinato esso giace nel piano verticale contenente l'asse x locale.
 Asse z= asse orizzontale ortogonale agli assi x, y secondo la regola della mano destra.

N kN Sforzo normale (positivo se di compressione) nella sezione di attacco del palo (testa)
 Nd kN Carico assiale di progetto (in compressione o trazione) assegnato alla tipologia del palo
 V kN Taglio [vettoriale $\sqrt{Ty^2+Tz^2}$] nella sezione di attacco del palo (testa)
 Vd kN Carico trasversale di progetto assegnato alla tipologia del palo

COMBINAZIONE DI CARICO 2[^] (SLE-Q.Perm.)

NodoPalo	Plinto	N	Nd	V	Vd
1_0	----	579.51	1035.30	1.17	80.00
2_0	----	337.56	1035.30	2.00	80.00
3_0	----	579.51	1035.30	1.17	80.00
4_0	----	337.56	1035.30	2.00	80.00
5_0	----	75.51	1035.30	0.00	80.00
6_0	----	337.56	1035.30	2.00	80.00
7_0	----	579.51	1035.30	1.17	80.00
8_0	----	337.56	1035.30	2.00	80.00
9_0	----	579.51	1035.30	1.17	80.00

Il cedimento massimo (nei pali centrali della platea) risulta pari a -3.871 cm minore di quello massimo ammissibile di 4 cm.

Lo sforzo assiale trasmesso nel palo centrale è invece pari a 75.51 kN che invece corrisponde al minore degli sforzi assiali in tutti i pali. Ciò a causa dell'interazione assiale tra i pali preselezionata nei Dati Generali. Le verifiche geotecniche dei pali risultano anche soddisfatte.

CALCOLO PLATEA E PALI ALLO SLU

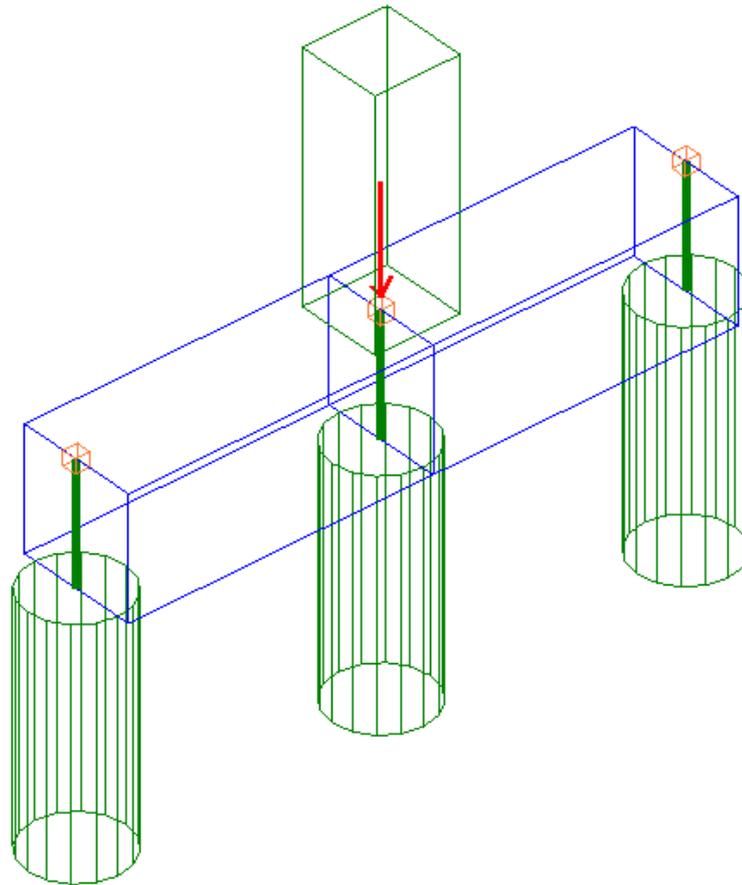
Una volta verificata la fondazione mista allo SLE è necessaria la sua verifica allo SLU. Anche se la platea senza pali è in grado di resistere allo SLU, è comunque necessario progettare allo SLU la reale struttura comprensiva dei pali.

A questo scopo va effettuato un distinto calcolo della fondazione mista modificando alcuni dati assegnati nel precedente calcolo SLE. Salvato il file di calcolo con un altro nome (Salva con nome) si effettuano le seguenti modifiche.

- Nelle combinazioni SLU le NTC non richiedono il calcolo dell'interazione tra i pali, ma solo che si tenga conto dell'effetto di gruppo: di conseguenza viene deselezionato il check dell'interazione pali nei Dati Generali e, con la formula di Converse-Labarre, si valuta l'efficienza assiale pari a 0,83.
- I valori di progetto della resistenza assiale sono differenti da quelli prima utilizzati allo SLE, e sono fissati dalle NTC (per fondazioni miste) pari a $R_d = R_k/2.3 = 1200/2.3 - 106 = 415.74$ kN .
- Il coeff. di winkler della platea valutato allo SLE in funzione del cedimento a lungo termine, viene qui sostituito da quello riferito ai cedimenti immediati, valutato sempre con il programma di servizio del § 4.6¹⁵⁹. Si ha $k_w = 17$ N/cm³.

Il calcolo conduce alla verifica positiva sia geotecnica che strutturale (file Esempio_7_SLU). Le armature definitive da assumere per le strutture di fondazione sono costituite dall'involuppo di quelle progettate allo SLE e allo SLU.

6.8 6.8 Esempio 8



Questo esempio è volto ad illustrare gli **effetti allo SLE dell'interazione assiale** tra i pali (§ 3.3^[110]) tenendo conto della non linearità della curva carichi-cedimenti del terreno con il metodo iperbolico di Chin.

La semplicità dello schema prescelto è utile per evidenziare la complessità del problema.

Per utilizzare al meglio il metodo iperbolico di Chin è necessario disporre di almeno una prova di carico su palo pilota (o su palo di prova). In questo caso a partire dalle misure carichi-cedimenti rilevate (su di un unico palo pilota o a valle di una prova di collaudo) ed utilizzando il programma di servizio di cui al § 4.3^[142], si sono ottenuti i seguenti dati di partenza per i tre pali dell'esempio:

$d = 80 \text{ cm}$	= diametro palo trivellato con
calcestruzzo classe C28/35	
$L = 2450 \text{ cm}$	= lunghezza del palo (2350) + spessore
testata (100)	
$m = 0.7716 \text{ mm/MN}$	= parametro m dell'iperbole di equazione $Q =$
$w / (m+n w)$	
$n = 0.135 \text{ MN}$	= parametro n dell'iperbole

$R_c = 7337,00 \text{ kN}$ = Carico assiale di collasso geotecnico (§ 6.4.3.7.1 NTC) $= 0.1 \cdot d / (m + 0.1 \cdot d \cdot n)$

$R_k = 7337 / 1.4 = 5241 \text{ kN}$ = Resistenza caratteristica (tabella 6.4.III NTC 2018 con una sola verticale di indagine)

$R_d = 5241 \text{ kN}$ = Resistenza di progetto (= Resistenza caratteristica per pali in gruppo)

Si è ipotizzata la presenza di un unico carico verticale di 7500 kN agente al centro della trave di collegamento. In un semplice schema di comportamento alla Winkler dei pali e con trave di testata infinitamente rigida si dedurrebbe subito che i tre pali sarebbero sottoposti ad un uguale carico verticale pari a $7500/3 = 2500 \text{ kN}$.

In un primo Esempio (file ESEMPIO_8_1.f3f) il calcolo viene svolto tenendo conto delle reali rigidezze della trave di collegamento avente sezione 100x100 cm e dei pali. Si determinano cioè, considerando la non linearità dei cedimenti assiali e l'interazione assiale tra i pali, quali sono le probabili sollecitazioni ed i cedimenti assumendo una trave di collegamento avente dimensioni di 100x100 cm.

In un secondo esempio (file ESEMPIO_8_2.f3f) viene, a parità di carico, assunta una trave di collegamento pressochè infinitamente rigida a flessione.

Nel terzo esempio (file ESEMPIO_8_3.f3f) lo stesso schema, sottoposto anche a forza orizzontale SLV, verrà calcolato con le curve non lineari di trasferimento p-y e l'interazione orizzontale (metodo dei P-moltiplicatori).

ESEMPIO 8.1

Con la trave di collegamento 100x100 cm si sono svolte due distinte calcolazioni: la prima in assenza di interazione, la seconda con interazione (selezionando o meno la casella di scelta nei Dati generali).

I risultati dei due calcoli sono:

$H_{trave} = 100 \text{ cm}$

3401.47 kN / 0,492 cm Carico / Cedimento Palo Centrale SENZA INTERAZIONE

2049,27Kn / 0,218 cm Carico / Cedimento Pali Laterali SENZA INTERAZIONE

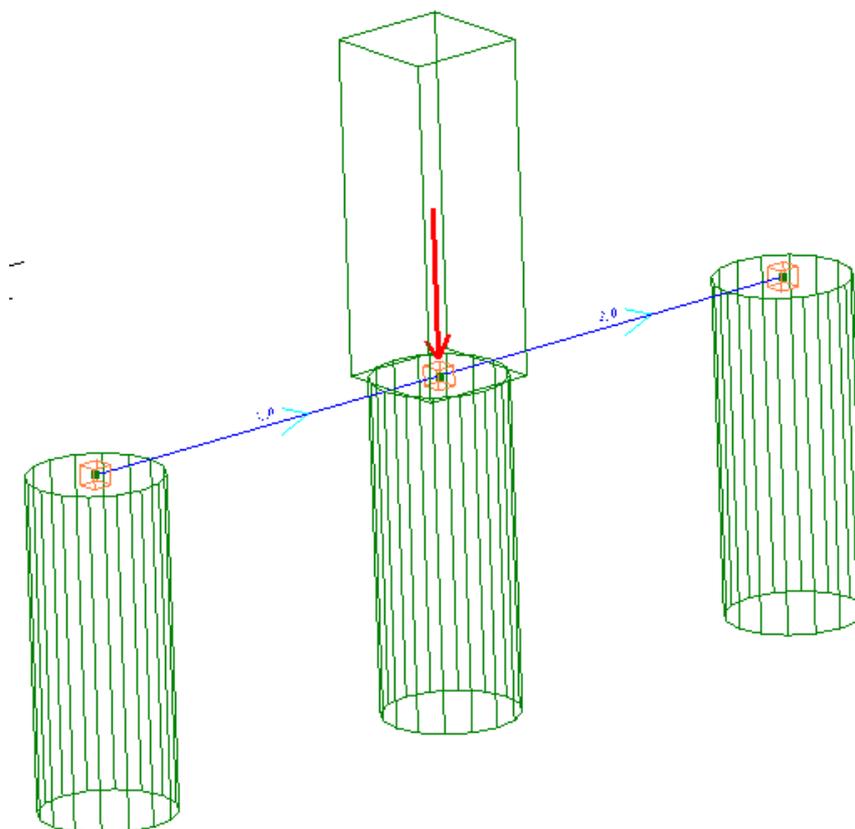
3729,64 kN / 1,011 cm Carico / Cedimento Palo Centrale CON INTERAZIONE

1885,18 Kn / 0,755 cm Carico / Cedimento Pali Laterali CON INTERAZIONE

La deformabilità della trave di collegamento (non molto rigida) determina una notevole differenza tra i carichi trasmessi ai pali laterali rispetto a quello del palo centrale. Nel caso di presa in conto dell'interazione questa differenza si accentua ulteriormente nonostante l'interazione tenda a scaricare i pali interni. Si noti inoltre che il cedimento del palo centrale in

caso di interazione sia circa il doppio di quello calcolato in assenza di interazione. Forti sforzi di flessione e taglio vengono a determinarsi nella trave e nei pali per effetto delle deformazioni (sforzi non valutabili nel semplice schema lineare alla Winkler con testata indeformabile).

ESEMPIO 8.2



Si consideri ora il caso in cui gli stessi tre pali dell'esempio 8.1 siano collegati da una testata infinitamente rigida come quella costituita da una pila da ponte sotto la quale siano attestati i pali. In questo caso detta testata può essere modellata mediante una trave di collegamento la cui sezione va definita nell'[Archivio travi-pali](#)⁷⁰ come sezione di forma di 'Generica per dati' (in questo esempio il nome assegnato a questa sezione è 'RIG'). Si è, cioè, assegnato un altissimo valore all'inerzia J_z , escludendo la deformazione a taglio nei Dati Generali. Nell'archivio tipologie pali si è annullato lo spessore della testata e ridotta la lunghezza L a quella netta del palo di 2350 cm.

Anche in questo esempio si sono svolte due distinte calcolazioni: la prima in assenza di interazione, la seconda con interazione.

I risultati dei due calcoli sono:

2500,00 kN / 0.291 cm Carico / Cedimento Palo Centrale SENZA INTERAZIONE

2500,00 Kn / 0,291cm INTERAZIONE	Carico / Cedimento Pali Lateralmente SENZA
1747,97 kN / 0.807 cm INTERAZIONE	Carico / Cedimento Palo Centrale CON
2873,0 Kn / 0,807 cm INTERAZIONE	Carico / Cedimento Pali Lateralmente CON

La infinita rigidità della trave di collegamento non determina differenza alcuna tra i carichi assiali trasmessi ai pali laterali rispetto a quello del palo centrale. Nel caso di presa in conto dell'interazione si verifica, invece, la circostanza che i carichi assiali nei pali laterali risultino molto superiori a quello trasmesso nel palo centrale. Anche qui i cedimenti risultano uguali per i tre pali ma molto maggiori in valore assoluto per effetto dell'interazione.

Escludendo il caso dei pali attestati sotto pile da ponte, si può quindi concludere che la messa in conto della deformabilità della testata di collegamento dei pali è di grande importanza nella previsione della ripartizione dei carichi assiali tra i pali in gruppo e, di conseguenza, sulla valutazione degli sforzi e delle armature dei pali e della testata. Tali valutazioni non sarebbero corrette se si utilizzasse, in ogni caso, l'ipotesi di infinita rigidità della testata come assunta in alcuni programmi.

Esempio 8.3

Allo schema precedente dell'esempio 8.2 viene aggiunto un carico orizzontale $H = 480$ kN sempre proveniente dal pilastro centrale.

Per questo schema dominato dalla intensità delle forze orizzontali si adotta la modellazione del terreno **non lineare** basata sulle **curve di trasferimento p-y**. Trattandosi di terreno incoerente la pressione laterale ultima del terreno nel primo strato convenzionale profondo $3d = 240$ cm viene assegnata linearmente crescente da 0 a 0.048 N/mm²; quella dalla profondità di 240 cm a 2350 cm varia linearmente da 0.048 a 0.42 N/mm².

È necessario preventivamente calcolare la resistenza orizzontale di progetto del singolo palo. Trattandosi di un elevato carico orizzontale si prevede un comportamento duttile del palo in modo da poter applicare la teoria di Broms per il calcolo di detta resistenza. Cioè occorrerà armare il singolo palo con un'armatura longitudinale pari ad almeno l'1% dell'area della sezione del palo (§7.5 NTC). Utilizzando l'apposito programma di servizio (calcolo resistenza trasversale palo trivellato con Broms) si ottiene una resistenza di progetto di 253 kN se si arma il palo con almeno $18\Phi 20$ (1.1% A_c). Questo minimo di armatura va inserita nell'[archivio dati sezioni/pali](#)^[70] in corrispondenza della sezione circolare del palo in esame.

In uno schema di calcolo privo di interazione trasversale tra i pali per forze orizzontali il carico $H = 480$ kN verrebbe ripartito nella stessa misura tra i tre pali ($H_i = 480/3 = 160$ kN).

L'interazione assegnata, invece, produce una differente ripartizione della forza H producendo un maggiore carico $H_3 = 184.80$ kN sul palo P3_0 rispetto ad esempio palo P1_0 sul quale agisce il carico $H_1 = 139.75$ kN.

Queste differenti forze orizzontali conducono a maggiori sforzi di momento e taglio in alcuni pali rispetto a quelli che si otterrebbero con una ripartizione media senza interazione trasversale tra i pali.

La relazione di calcolo delle verifiche geotecniche dei pali fornita dal programma (vengono anche indicati i moltiplicatori delle curve p-y che, per i suddetti pali, valgono rispettivamente 0.856 e 0.665) è, pertanto, la seguente:

RISULTATI VERIFICHE PALI

VERIFICA (GEO) RESISTENZA ASSIALE DI GRUPPO PER I PALI NON APPARTENENTI A PLINTI

Coeff. Eff. terreno		Coefficiente di Efficienza (≤ 1) del gruppo di pali assegnata in funzione della geometria e del tipo di terreno				
Carico Tot.	kN	Somma di tutti i carichi assiali agenti sui pali per la combinazione in esame				
Car.Lim.Grupo	kN	Coeff.Effic. x la somma dei carichi assiali ultimi dei pali				
Sicurezza		Rapporto tra il carico limite del gruppo di pali del plinto e il relativo carico totale (OK se ≥ 1)				

Coeff. Eff.	Comb.	Ver(S/N)	Carico Tot.	Car.Lim.Grupo	Sicurezza
0.900	1^ (SLU)	S	5000.00	10881.00	2.176

VERIFICA RESISTENZA PER CARICHI TRASVERSALI DI GRUPPO PER I PALI NON APPARTENENTI A PLINTI

Effic.V		Efficienza (≤ 1) trasversale del gruppo di pali assegnata in funzione della geometria e del tipo di terreno				
Carico Tot.	kN	Somma di tutti i carichi trasversali agenti sui pali per la combin. in esame				
Car.Lim.Grupo	kN	Efficienza x la somma dei carichi trasvers. di progetto dei pali				
Sicurezza		Rapporto tra il carico trasv. totale di progetto dei pali e il carico totale (OK se ≥ 1)				

Effic.H	Comb.	Ver(S/N)	Carico Tot.	Car.Lim.Grupo	Sicurezza
0.900	1^ (SLU)	S	480.00	531.30	1.107

SPOSTAMENTI DELLA TESTA DEI PALI PER LE SINGOLE COMBINAZIONI DI CARICO

Plinto		Nodo centrale del Plinto su pali cui appartiene il palo corrente					
Sp.X / Sp.Y / Sp.Z	cm	Spostamenti in cm della testa del palo nel sist. gen. di riferimento X,Y,Z					
Rot.X / Rot.Y / Rot.Z	Rad	Rotazioni della testa del palo intorno agli assi X,Y,Z del riferimento generale					
P-y Coeff.		Coeff. riduttivi della rigidezza alla traslazione orizz. dei pali per interazione di gruppo tra i pali (abaco di Mokwa)					

COMBINAZIONE DI CARICO 1^ (SLU)

NodoPalo	Plinto	Sp.X	Sp.Y	Sp.Z	Rot.X	Rot.Y	Rot.Z
P1_0	----	0.929	0.000	-0.142	0.00000	0.00014	0.00000
0.665							
P2_0	----	0.929	0.000	-0.176	0.00000	0.00014	0.00000
0.736							
P3_0	----	0.929	0.000	-0.210	0.00000	0.00014	0.00000
0.856							

VERIFICHE GEOTECNICHE DEGLI SFORZI IN TESTA DEI PALI (PER OGNI COMBINAZIONE)

N.B. gli sforzi sono riferiti agli assi locali del palo:

Asse x = asse longitudinale baricentrico del palo.

Asse y = asse locale sezione di testa parallela all'asse Y generale se il palo è verticale;

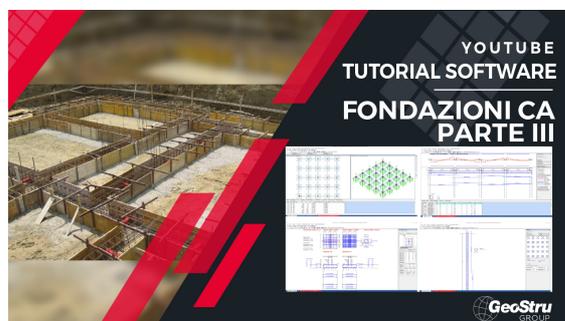
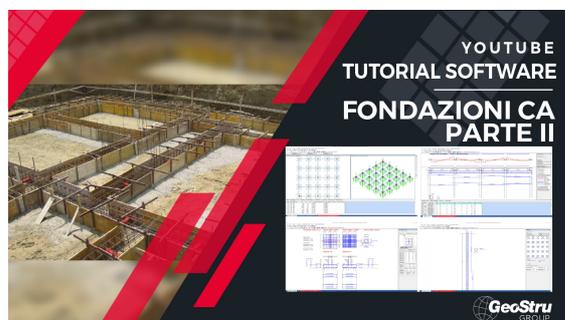
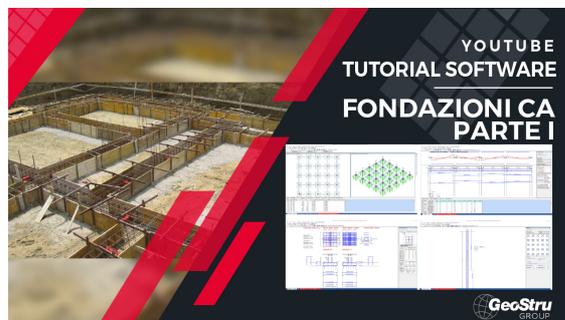
nel caso di palo inclinato esso giace nel piano verticale contenente l'asse x locale.
 Asse z = asse orizzontale ortogonale agli assi x, y secondo la regola della mano destra.

N	kN	Sforzo normale (positivo se di compressione) nella sezione di attacco del palo (testa)
Nd	kN	Carico assiale di progetto (in compressione o trazione) assegnato alla tipologia del palo
V	kN	Taglio [vettoriale $\sqrt{T_y^2+T_z^2}$] nella sezione di attacco del palo (testa)
Vd	kN	Carico trasversale di progetto assegnato alla tipologia del palo

COMBINAZIONE DI CARICO 1^a (SLU)

NodoPalo	Plinto	N	Nd	V	Vd
P1_0	----	1375.21	4030.00	139.75	253.00
P2_0	----	1671.44	4030.00	155.45	253.00
P3_0	----	1953.35	4030.00	184.80	253.00

7 7 Video Tutorial



8 Bibliografia

1. D.Min. Infrastrutture 17 Gennaio 2018 - Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni.
2. UNI EN 1992-1-1:2005 (Eurocodice 2)
3. EN 1998-1:200X (Eurocodice 8)
4. K.J. Bathe, E.L. Wilson, - *Numerical methods in finite element analysis*. Prentice-Hall, 1976
5. R.J. Cope, L.A.Clark - *Concrete Slabs*. Elsevier Applied science publishers LTD 1984
6. R.Lancellotta, J.Calavera - *Fondazioni*. McGraw-Hill Libri Italia 1999
7. C. Viggiani - *Fondazioni*. Hevelius Edizioni 1999
8. M.F.Randolph - *The response of flexible piles to lateral loading*. Geotechnique 2,1981
9. A.Perretti, A.Gherzi ed altri - *La validazione del calcolo strutturale eseguito col computer*. Maggioli Editore 2007
10. Manuale Programma RC-Sec (calcolo sezioni in c.a. agli stati limite) - Geostru Software
11. L.Petrini, R. Pinho, G.M.Calvi - *Criteri di progettazione antisismica degli edifici*. IUSS Press 2004
12. ETABS® - *Verification manual* - CSI
13. Beyer, Dazio, Priesley - *Seismic design of torsionally eccentric buildings with U-shaped RC walls*. IUSS Press 2008
14. M. Capurso - *Introduzione al calcolo automatico delle strutture*. Ed. Cremonese Roma 1977
15. AICAP - *Guida all'uso dell'Eurocodice 2 Vol II*. Edizione Pubblicamento 2006
16. Leone Corradi - *Instabilità delle strutture*. Clup Milano 1978
17. ESAP2000® - *Verification manual* - CSI
18. J. Bowles - *Fondazioni*. McGraw-Hill 1991
19. Vincenzo Caputo - *Interazione fondazione terreno* - Ed. Hevelius
20. Viggiani, Mandolini, Russo - *Piles and Piles Foundation* - Spon Press

9 Contatti

GeoStru Software

Skype Nick: [geostru_support_it-eng-spa](#)

Web: www.geostru.com

E-mail: geostru@geostru.com