

Corsi di aggiornamento
**Progettazione strutturale e
 Norme Tecniche per le Costruzioni 2008**

Villa Redenta, Spoleto
 febbraio - giugno 2012

Organizzati da Aurelio Ghersi

Con il patrocinio di:
 Comune di Spoleto
 Ordine degli ingegneri della provincia di Perugia
 Ordini degli ingegneri delle province di Ancona, Catania,
 Lecce, Messina, Oristano, Parma, Rimini, Siracusa, Viterbo
 ATE, Associazione Tecnologi dell'Edilizia, Milano

Corso di aggiornamento

**Progettazione strutturale
 di fondazioni e opere di sostegno**

1 - Problematiche generali

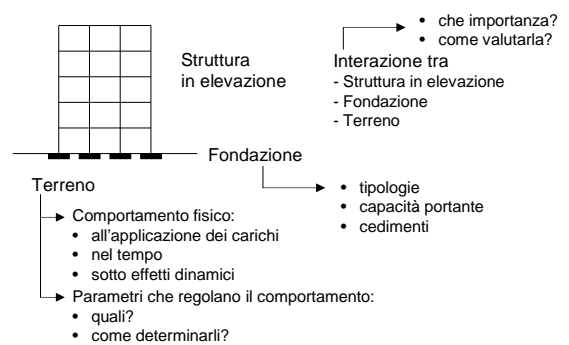
Spoleto
 19-20 aprile 2012

Aurelio Ghersi

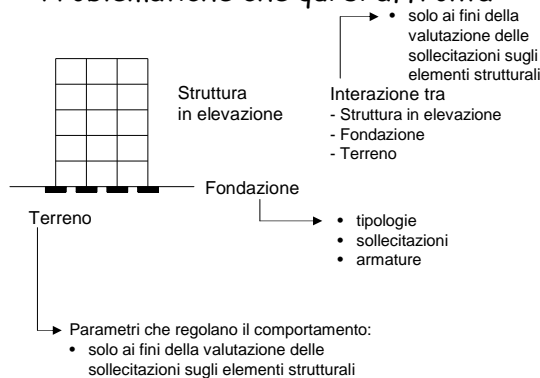
Obiettivi del corso

- Viene data per scontata la conoscenza delle problematiche geotecniche (già discusse nel corso del'8-10 marzo)
- Si approfondiscono gli aspetti strutturali relativi agli elementi di fondazione e ai muri di sostegno
 - Azioni di calcolo (da carichi verticali e da sisma)
 - Modellazione degli elementi strutturali e scelta degli eventuali parametri geotecnici necessari per calcolare le sollecitazioni
 - Dimensionamento delle sezioni e calcolo e disposizione delle armature

Alcune problematiche già discusse



Problematiche che qui si affronta



**Incertezze
 e approcci per la sicurezza**

Verifiche da effettuare

- Stato limite ultimo (SLU)
 - Dal punto di vista geotecnico: controllare la capacità portante della fondazione
 - Dal punto di vista strutturale: controllare la resistenza degli elementi di fondazione
- Stato limite di esercizio (SLE)
 - Dal punto di vista geotecnico: controllare i cedimenti della fondazione
 - Dal punto di vista strutturale: niente di specifico (implicito: controllo della fessurazione tramite il rispetto di minimi di armature)

Approcci per verifica SLU

Normativa:

- Approccio 1
 - Combinazione 1: $(A1+M1+R1)$
 - Combinazione 2: $(A2+M2+R2)$
- Approccio 2
 - $(A1+M1+R3)$

Nota:

A = coefficienti per azioni
M = coefficienti per materiali (calcestruzzo, acciaio, terreno)
R = coefficienti per resistenza sistema

Approcci per verifica SLU per tutti gli elementi strutturali

Normativa:

- Approccio 1
 - Combinazione 1: $(A1+M1+R1)$
 - Combinazione 2: $(A2+M2+R2)$
- Approccio 2
 - $(A1+M1+R3)$

Secondo me è proprio inutile citare questi approcci quando si parla di struttura

Per calcestruzzo e acciaio coefficienti γ_c e γ_s
Per il terreno coefficienti = 1
I coefficienti R in realtà non intervengono proprio
Quindi non sono due approcci diversi

Verifica SLU degli elementi strutturali Materiali strutturali

- Per le resistenze dei materiali strutturali:
 - valore di riferimento: valore caratteristico, corrispondente ad una resistenza al di sotto della quale si può scendere solo in casi estremamente rari (es. nel 0.1% dei casi)
 - per il calcolo: uso di coefficienti di sicurezza parziali per passare da valore caratteristico a valore di calcolo

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \quad \gamma_M \text{ coefficiente di sicurezza parziale}$$

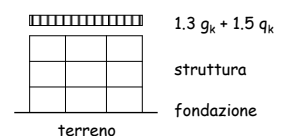
Verifica SLU degli elementi strutturali Terreno

- Come parametri del terreno:
 - non interessa la resistenza (verificata per gli aspetti geotecnici come carico limite)
 - interessano le azioni trasmesse dal terreno agli elementi strutturali
- Possibili approcci:
 - solo condizioni di equilibrio (comportamento del terreno "perfettamente plastico")
 - relazione tra carichi e cedimenti (modello elastico di Winkler, eventualmente tenendo conto in maniera approssimata della non linearità del terreno)

Verifica SLU degli elementi strutturali Carichi (in assenza di sisma)

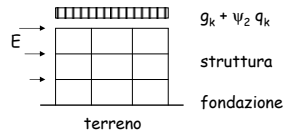
- Per i carichi verticali:
 - valore di riferimento: valore caratteristico, corrispondente ad un carico che può essere superato solo in casi estremamente rari (es. nel 0.1% dei casi, per tutta la vita della struttura)
 - da valore caratteristico a valore di calcolo:

$$F_d = \gamma_F F_k \quad \gamma_F \text{ coefficiente di sicurezza parziale}$$



Verifica SLU degli elementi strutturali Carichi (in presenza di sisma)

- Per i carichi verticali:
 - valore da considerare:
valore quasi permanente, corrispondente al valore medio durante la vita della struttura
- Per il sisma:
 - valore corrispondente ad un evento con periodo di ritorno molto alto (es. $T_r=475$ anni)



Azioni sulle fondazioni in presenza di sisma

- Le azioni sulle fondazioni devono essere valutate nel rispetto della gerarchia delle resistenze

Si considera quindi agente:

- lo sforzo normale dovuto a carichi quasi permanenti più azione sismica;
- il momento resistente del pilastro associato a quel valore dello sforzo normale

Nota: come momento M non si deve prendere più di:

- γ_{Rd} per valore uscito dal calcolo
($\gamma_{Rd} = 1.1$ per CD "B", 1.3 per CD "A")
- il valore che esce dal calcolo con $q=1$

NTC 08, punto 7.2.5

Verifica delle fondazioni in presenza di sisma

- Normali verifiche allo stato limite ultimo

Nota: la normativa dice

"Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile"
ma questo vuol dire semplicemente che non occorrono accorgimenti particolari, a parte la normale verifica agli SLU

NTC 08, punto 7.2.5

Verifica delle fondazioni in presenza di sisma

- Occorre tener conto degli effetti che possono essere indotti da spostamenti relativi
- Non occorre calcolo specifico di tali effetti se si collegano le fondazioni con un reticolo di travi o con una piastra in grado di sopportare azioni assiali:

$$0.3 N_{sd} a_{max}/g \quad \text{per suolo tipo B}$$

$$0.4 N_{sd} a_{max}/g \quad \text{per suolo tipo C}$$

$$0.6 N_{sd} a_{max}/g \quad \text{per suolo tipo D}$$

N_{sd} = valore medio delle forze verticali sugli elementi collegati

$$a_{max} = a_g S$$

NTC 08, punto 7.2.5.1

Verifica delle fondazioni in presenza di sisma

- Possibile valutazione degli spostamenti:
1 - spostamento orizzontale del terreno

$$d_g = 0.025 a_g S T_c T_b$$

- Esempio:

$$a_g = 0.250 \quad g = 2.453 \text{ m/s}^2$$

$$S = 1.339 \quad T_c = 0.53 \text{ s} \quad T_b = 2.60 \text{ s}$$

$$d_g = 0.025 \times 2.453 \times 1.339 \times 0.53 \times 2.60 = 0.113 \text{ m} = 113 \text{ mm}$$

NTC 08, punto 3.2.3.3

Verifica delle fondazioni in presenza di sisma

- Possibile valutazione degli spostamenti:
2 - spostamento relativo tra punti a distanza inferiore di 20 m

$$d_{ij,max} = 1.25 \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2} \quad d_{ij}(x) = \frac{d_{ij,max}}{v_s} 3.0 x \quad \text{Suolo diverso da D, terreno omogeneo}$$

- Esempio:

$$v_s = 250 \text{ m/s} \quad (\text{velocità delle onde di taglio, suolo C})$$

$$x = 5.00 \text{ m} \quad d_{gi} = d_{gj} = 113 \text{ mm}$$

$$d_{ij,max} = 200 \text{ mm} \quad d_{ij}(5.00) = 12.0 \text{ mm}$$

NTC 08, punto 3.2.5.2

Corso di aggiornamento

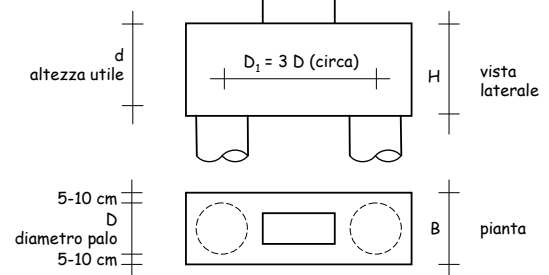
Progettazione strutturale di fondazioni e opere di sostegno

2 - Plinti su pali

Spoletto
19-20 aprile 2012
Aurelio Ghersi

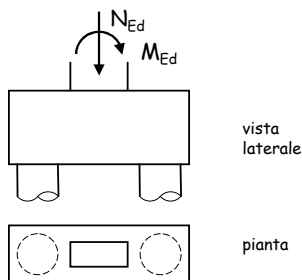
Plinto a due pali

- È l'elemento base, al quale possono ricondursi tutti gli altri casi, di plinti a più pali



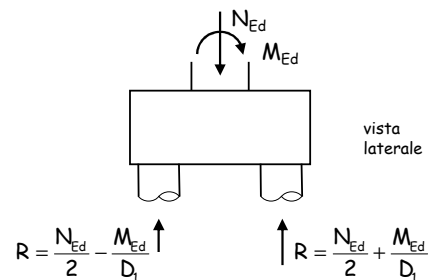
Plinto a due pali

- Azioni sul plinto



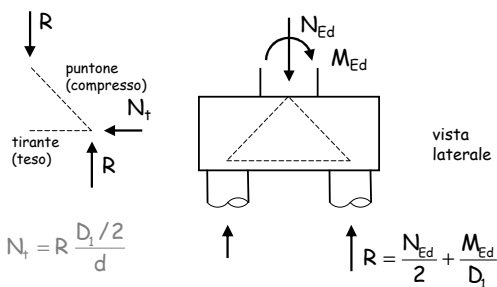
Plinto a due pali

- Reazioni dei pali



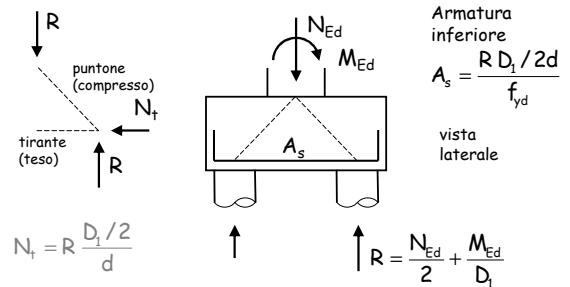
Plinto a due pali

- Modello di comportamento (tirante-puntone)



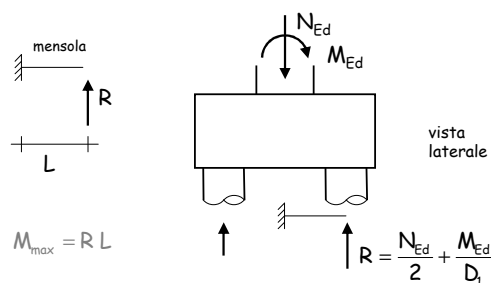
Plinto a due pali

- Modello di comportamento (tirante-puntone)



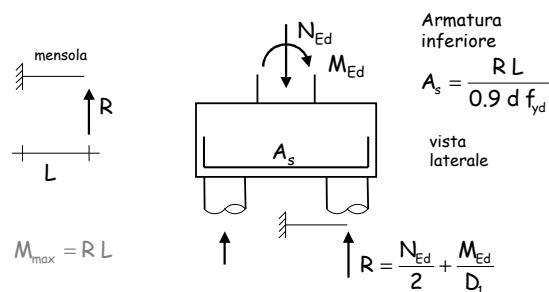
Plinto a due pali

- Modello alternativo (mensola)



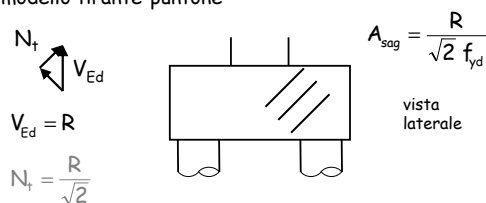
Plinto a due pali

- Modello alternativo (mensola)



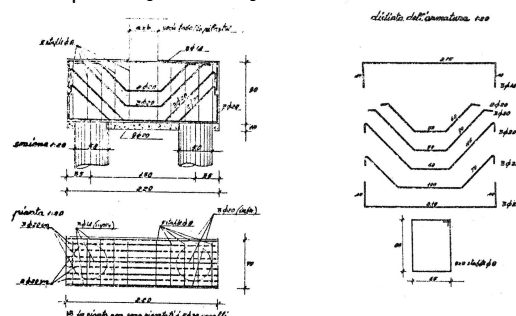
Plinto a due pali

- Confronto tra i due modelli:
 - l'armatura inferiore è sostanzialmente la stessa perché $L/0.9 \approx D_1/2$
 - il modello a mensola richiede anche armatura a taglio (in genere realizzata con sagomati), non prevista dal modello tirante-puntone



Plinto a due pali armatura

- Esempio (da Pagano, Teoria degli edifici. Edifici in cemento armato)



Plinto a due pali armatura

- Esempio numerico, da svolgere direttamente:

In condizioni sismiche

$$N_{Ed,q} = 508 \text{ kN} \quad N_{Ed,E} = \pm 34 \text{ kN} \quad M_{Ed,E} = 320 \text{ kNm}$$

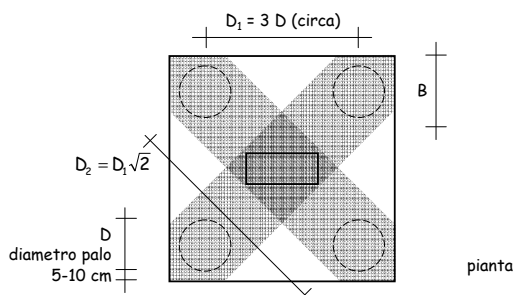
In assenza di sisma

$$N_{Ed,q} = 848 \text{ kN}$$

Pali con $d = 50 \text{ cm}$

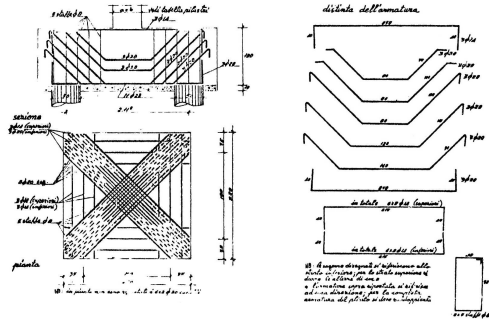
Plinto a quattro pali

- È sostanzialmente equivalente a due plinti a due pali



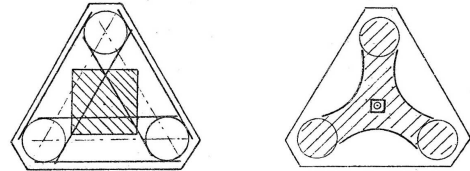
Plinto a quattro pali
armatura

- **Esempio** (da Pagano, Teoria degli edifici. Edifici in cemento armato)



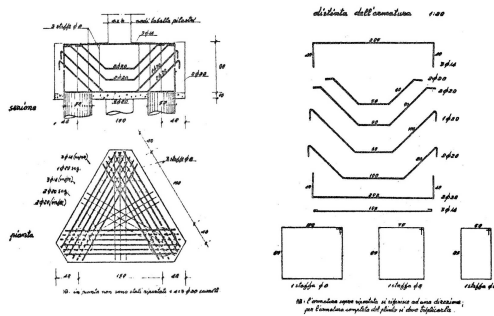
Plinto a tre pali

- L'armatura collega i tre pali, ma si individuano tre puntoni-tiranti ideali



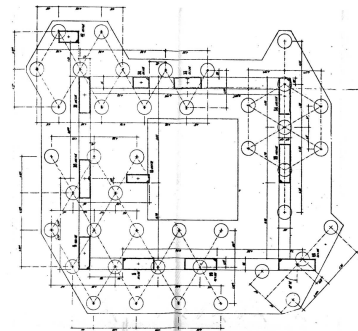
Plinto a tre pali
armatura

- **Esempio** (da Pagano, Teoria degli edifici. Edifici in cemento armato)



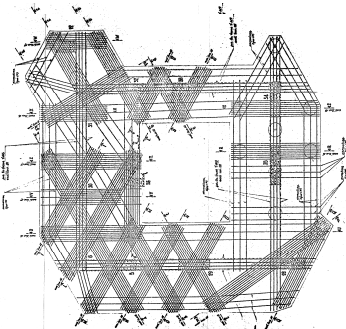
Platee con molti pali

- **Esempio** (da Pagano, Teoria degli edifici. Edifici in cemento armato)



Platee con molti pali

- **Esempio** (da Pagano, Teoria degli edifici. Edifici in cemento armato)



Verifica dei pali nei confronti di azioni orizzontali

- Anche in assenza di azioni orizzontali è bene armare adeguatamente i pali
- In presenza di azioni orizzontali l'armatura deve essere calcolata espressamente
- Azione orizzontale:
 - Usare il taglio resistente del pilastro o, se minore, il taglio di calcolo aumentato di γ_{Rd}
 - Se i plinti sono uniti mediante travi di collegamento (e i pali sono ugualmente vincolati), considerare il valore medio della fila di plinti

Verifica dei pali nei confronti di azioni orizzontali

- Anche in assenza di azioni orizzontali è bene armare adeguatamente i pali
- In presenza di azioni orizzontali l'armatura deve essere calcolata espressamente
- Possibili modelli per il calcolo:
 - Modello rigido-plastico
usato da Broms per valutare il carico limite orizzontale, lega tale valore al momento resistente della sezione
 - Modello elastico lineare (Winkler)

Carico limite per azioni orizzontali

Concetti già esposti nel corso del 8-10 marzo

Già visto

Palo libero in testa terreno coesivo

- Resistenza del terreno minore al piano campagna, che poi diventa sostanzialmente costante
- Può essere ipotizzata come costante ($9 c_u B$) escludendo il tratto più superficiale

Broms, 1964

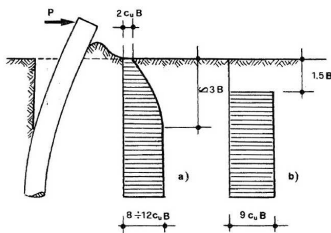
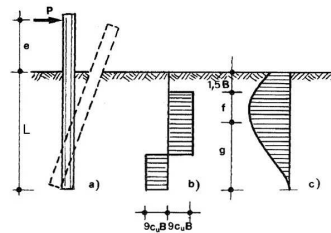


Figure tratte da:
P. De Simone,
Fondazioni,
Liguori editore, 1981

Già visto

Palo libero in testa terreno coesivo



- Equilibrio alla traslazione

$$P = 9 c_u B f$$

- Equilibrio alla rotazione

$$P(e + 1.5 B + 0.5 f) = 9 c_u B \frac{g^2}{4}$$

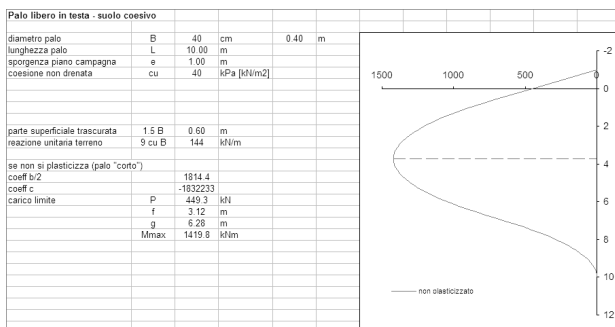
- Si ottiene

$$P^2 + 36 c_u B (e + 0.75 B + 0.5 L) P - [9 c_u B (L - 1.5 B)]^2 = 0$$

- Il momento massimo è $M_{max} = P(e + 1.5 B + 0.5 f)$

Già visto

Palo libero in testa terreno coesivo

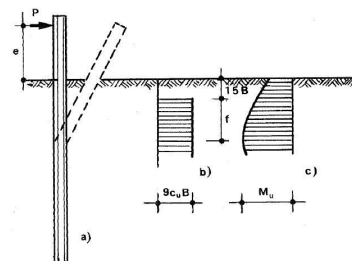


Vedi file Excel Pali

Già visto

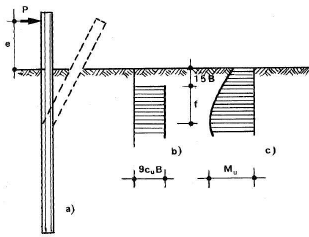
Palo libero in testa terreno coesivo

- Se la sezione del palo non è in grado di sopportare il momento flettente, si plasticizza



Già visto

Palo libero in testa terreno coesivo



- Equilibrio alla traslazione

$$P = 9c_u B f$$

- Equilibrio alla rotazione

$$P(e + 1.5B + 0.5f) = M_u$$

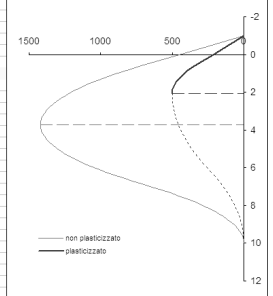
- Si ottiene

$$P^2 + 18c_u B(e + 1.5B)P - 18c_u B M_u = 0$$

Già visto

Palo libero in testa terreno coesivo

Palo libero in testa - suolo coesivo				
diámetro palo	B	40	cm	0.40 m
lunghezza palo	L	10.00	m	
sporgenza piano campagna	e	1.00	m	
coesione non drenata	c _u	40	kPa [kN/m ²]	
momento ultimo della sezione	M _u	500.0	kNm	
Il carico limite orizzontale è				
parte superficiale trascurata	1.5 B	0.60	m	
reazione unitaria terreno	9 c _u B	144	kN/m	
se non si plasticizza (palo "corto")				
coeff b/2		1814.4		
coeff c		-183233		
carico limite	P	449.3	kN	
	f	3.12	m	
	g	6.28	m	
	M _{max}	1419.9	kNm	
se si plasticizza (palo "lungo")				
coeff b/2		230.4		
coeff c		-144000		
carico limite	P	213.5	kN	
	f	1.48	m	
	g	7.92	m	
reazione sotto cerniera		31.9	kN/m	

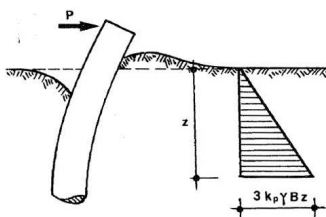


Notare la terminologia: palo lungo – palo corto

Già visto

Palo libero in testa terreno incoerente

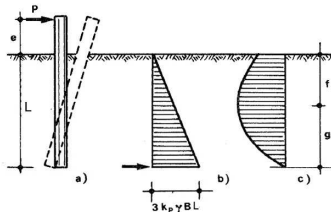
- Resistenza del terreno che cresce linearmente con la profondità



Già visto

Palo libero in testa terreno incoerente

- Si ipotizza che ruoti intorno all'estremo inferiore, con terreno che reagisce con una forza concentrata



- Equilibrio alla traslazione

$$P = \frac{3k_p \gamma B f^2}{2}$$

- Equilibrio alla rotazione

$$P(e + L) = \frac{3k_p \gamma B L^3}{6}$$

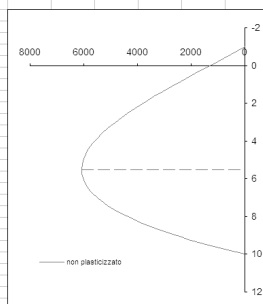
- Si ottiene $P = \frac{3k_p \gamma B L^3}{6(e + L)}$

- Il momento massimo è $M_{max} = P\left(e + \frac{2}{3}f\right)$

Già visto

Palo libero in testa terreno incoerente

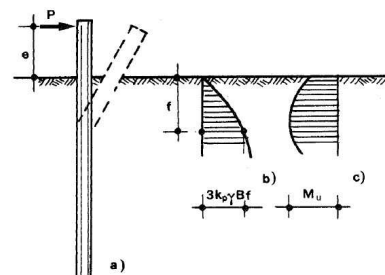
Palo libero in testa - suolo incoerente				
diámetro palo	B	40	cm	0.40 m
lunghezza palo	L	10.00	m	
sporgenza piano campagna	e	1.00	m	
peso specifico	γ	22	kN/m ³	
angolo di attrito	φ	32	°	0.559 rad
coefficiente spinta passiva				
k _p		3.25		
reazione unitaria terreno	3 k _p γ B	85.92	kN/m ²	
se non si plasticizza (palo "corto")				
carico limite	P	1301.8	kN	
	f	5.50	m	
	g	4.50	m	
	M _{max}	6079.4	kNm	



Già visto

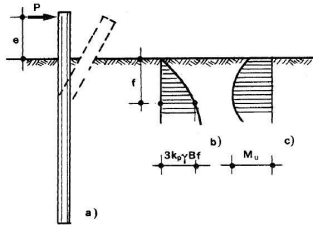
Palo libero in testa terreno incoerente

- Se la sezione del palo non è in grado di sopportare il momento flettente, si plasticizza



Già visto

Palo libero in testa terreno incoerente



- Equilibrio alla traslazione

$$P = \frac{3k_p \gamma B f^2}{2}$$

- Equilibrio alla rotazione

$$P \left(e + \frac{2}{3} f \right) = M_u$$

- Si ottiene una equazione di terzo grado

Già visto

Palo libero in testa terreno incoerente

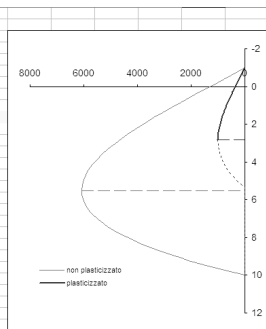
Palo libero in testa - suolo incoerente				
diámetro palo	B	40	cm	0.40 m
longhezza palo	L	10.00	m	
sporgenza piano campagna	e	1.00	m	
peso specifico	γ	22	kN/m ³	
angolo di attrito	ϕ	32	°	0.559 rad
momento ultimo della sezione	M_u	1000.0	kNm	
Il carico limite orizzontale è				
	P lim	1299.6	kN	palo lungo
coefficiente spinta passiva				
	k _p	3.25		
reazione unitaria terreno				
	3 k _p γ B	85.92	kN/m ²	
se non si plasticizza (palo "corto")				
carico limite	P	1301.8	kN	
	f	5.50	m	
	g	4.50	m	
	M _{max}	6079.4	kNm	
se si plasticizza (palo "lungo")				
carico limite	P	1299.6	kN	azzerare cambiando f
	err M _u	5064.5		
	f-cambiare	5.50		
	f	5.50	m	
	g	4.50	m	

Per risolvere l'equazione di terzo grado occorre azzerare l'errore cambiando f
Si può fare facilmente in Excel con ricerca obiettivo

Già visto

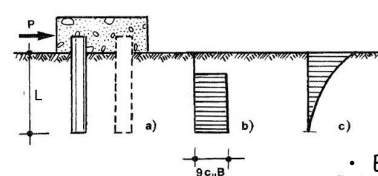
Palo libero in testa terreno incoerente

Palo libero in testa - suolo incoerente				
diámetro palo	B	40	cm	0.40 m
longhezza palo	L	10.00	m	
sporgenza piano campagna	e	1.00	m	
peso specifico	γ	22	kN/m ³	
angolo di attrito	ϕ	32	°	0.559 rad
momento ultimo della sezione	M_u	1000.0	kNm	
Il carico limite orizzontale è				
	P lim	345.8	kN	palo lungo
coefficiente spinta passiva				
	k _p	3.25		
reazione unitaria terreno				
	3 k _p γ B	85.92	kN/m ²	
se non si plasticizza (palo "corto")				
carico limite	P	1301.8	kN	
	f	5.50	m	
	g	4.50	m	
	M _{max}	6079.4	kNm	
se si plasticizza (palo "lungo")				
carico limite	P	345.8	kN	
	err M _u	0.0		
	f-cambiare	2.84	m	
	f	2.84	m	
	g	7.16	m	



Già visto

Palo impedito di ruotare in testa terreno coesivo



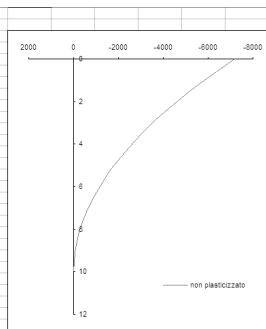
- Equilibrio alla traslazione
- $$P = 9c_u B (L - 1.5 B)$$

- P è già fornito dall'equilibrio alla traslazione
- Il momento massimo in testa vale $M_{t,max} = P (0.5 L + 0.75 B)$

Già visto

Palo impedito di ruotare in testa terreno coesivo

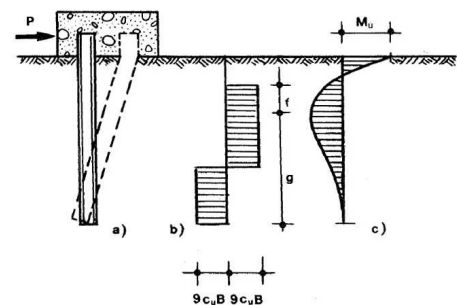
Palo vincolato in testa - suolo coesivo				
diámetro palo	B	40	cm	0.40 m
longhezza palo	L	10.00	m	
coesione non drenata	c_u	40	kPa [kN/m ²]	
parte superficiale trascurata				
	1.5 B	0.60	m	
reazione unitaria terreno				
	9 c _u B	144	kN/m	
se non si plasticizza (palo "corto")				
carico limite	P	1353.6	kN	
	f	9.40	m	
	g	0.00	m	
	M _{max}	7174.1	kNm	



Già visto

Palo impedito di ruotare in testa terreno coesivo

- Se la sezione del palo non è in grado di sopportare il momento flettente in testa, si plasticizza



Già visto Palo impedito di ruotare in testa terreno coesivo

- Equilibrio alla traslazione

$$P = 9c_u B f$$
- Equilibrio alla rotazione

$$P(1.5B + 0.5f) - \frac{9c_u B g^2}{4} = M_u$$

• Si ottiene

$$P^2 + 18c_u B(L + 1.5B)P - [9c_u B(L - 1.5B)]^2 - 36c_u B M_u = 0$$

• Il momento massimo (lungo il palo) è $M_{u,max} = \frac{9c_u B g^2}{4}$

Già visto Palo impedito di ruotare in testa terreno coesivo

Palo vincolato in testa - suolo coesivo

diámetro palo	B	40	cm	0.40	m
lunghezza palo	L	10.00	m		
coesione non drenata	c _u	40	kPa [kN/m ²]		
momento ultimo della sezione	M _u	500.0	kNm		
parte superficiale trascurata	1.5 B	0.60	m		
reazione unitaria terreno	9 c _u B	144	kN/m		
se non si plasticizza (palo "corto")					
carico limite	P	1353.6	kN		
	f	9.40	m		
	g	0.00	m		
	M-max	7174.1	kNm		
se si plasticizza in testa (palo "intermedio")					
coeff b/2		1526.4			
coeff c		-2120233			
carico limite	P	583.1	kN		
	f	4.05	m		
	g	5.35	m		
	M-max	1030.6	kNm		

Già visto Palo impedito di ruotare in testa terreno coesivo

- Se la sezione del palo non è in grado di sopportare il momento flettente lungo l'asse, si plasticizza ancora

Già visto Palo impedito di ruotare in testa terreno coesivo

- Equilibrio alla traslazione

$$P = 9c_u B f$$
- Equilibrio alla rotazione

$$P(1.5B + 0.5f) = M_{t,u} + M_{i,u}$$

• Si ottiene

$$P^2 + 18c_u B \times 1.5B P - 18c_u B (M_{t,u} + M_{i,u}) = 0$$

Già visto Palo impedito di ruotare in testa terreno coesivo

Palo vincolato in testa - suolo coesivo

diámetro palo	B	40	cm	0.40	m
lunghezza palo	L	10.00	m		
coesione non drenata	c _u	40	kPa [kN/m ²]		
momento ultimo della sezione	M _u	500.0	kNm		
Il carico limite orizzontale è	P lim	457.2	kN		
parte superficiale trascurata	1.5 B	0.60	m		
reazione unitaria terreno	9 c _u B	144	kN/m		
se non si plasticizza (palo "corto")					
carico limite	P	1353.6	kN		
	f	9.40	m		
	g	0.00	m		
	M-max	7174.1	kNm		
se si plasticizza in testa (palo "intermedio")					
coeff b/2		1526.4			
coeff c		-2120233			
carico limite	P	583.1	kN		
	f	4.05	m		
	g	5.35	m		
	M-max	1030.6	kNm		
se si plasticizza in due sezioni (palo "lungo")					
coeff b/2		66.4			
coeff c		-288000			
carico limite	P	457.2	kN		
	f	3.17	m		
	g	6.23	m		
	M-max	51.6	kNm		

Notare la terminologia: palo lungo - intermedio - corto

Già visto Palo impedito di ruotare in testa terreno incoerente

- Equilibrio alla traslazione

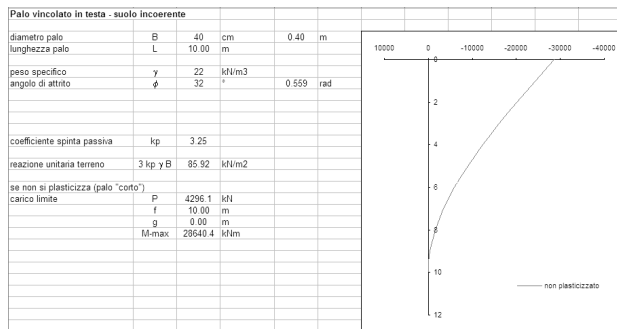
$$P = \frac{3k_p \gamma B L^2}{2}$$

• P è già fornito dall'equilibrio alla traslazione

• Il momento massimo in testa vale $M_{t,max} = P \frac{2}{3} L$

Già visto

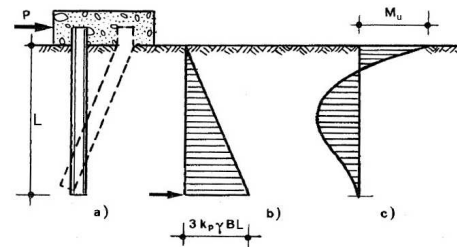
Palo impedito di ruotare in testa terreno incoerente



Già visto

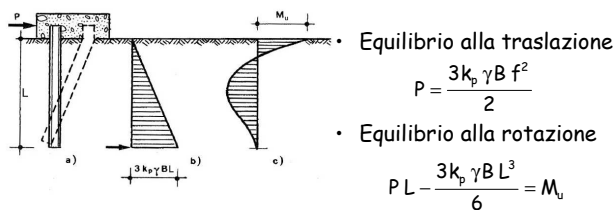
Palo impedito di ruotare in testa terreno incoerente

- Se la sezione del palo non è in grado di sopportare il momento flettente in testa, si plasticizza



Già visto

Palo impedito di ruotare in testa terreno incoerente



- Equilibrio alla traslazione

$$P = \frac{3 k_p \gamma B f^2}{2}$$

- Equilibrio alla rotazione

$$P L - \frac{3 k_p \gamma B L^3}{6} = M_u$$

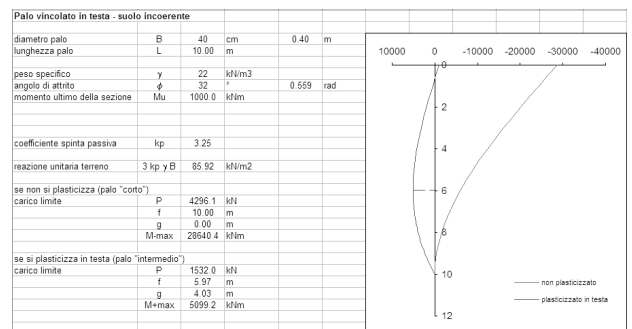
- Si ottiene

$$P = \frac{M_u}{L} + \frac{3 k_p \gamma B L^2}{6}$$

$$M_{u,max} = P \frac{2}{3} f - M_u$$

Già visto

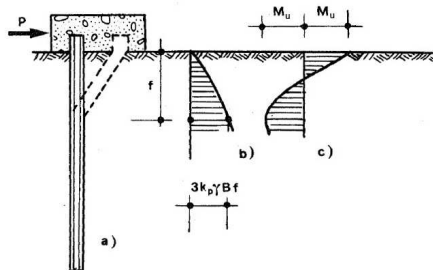
Palo impedito di ruotare in testa terreno incoerente



Già visto

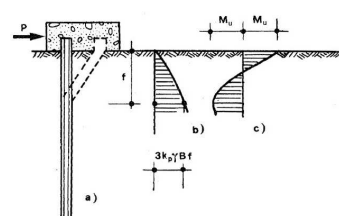
Palo impedito di ruotare in testa terreno incoerente

- Se la sezione del palo non è in grado di sopportare il momento flettente lungo l'asse, si plasticizza ancora



Già visto

Palo impedito di ruotare in testa terreno incoerente



- Equilibrio alla traslazione

$$P = \frac{3 k_p \gamma B f^2}{2}$$

- Equilibrio alla rotazione

$$P \frac{2}{3} f = M_{t,u} + M_{i,u}$$

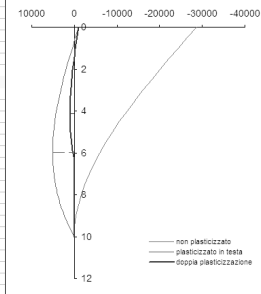
- Si ottiene

$$P = \sqrt[3]{\frac{9}{8} 3 k_p \gamma B (M_{t,u} + M_{i,u})^2}$$

Già visto

Palo impedito di ruotare in testa terreno incoerente

Palo vincolato in testa - suolo incoerente				
diametro palo	B	40	cm	0.40
lunghezza palo	L	10.00	m	
peso specifico	γ	22	kN/m ³	
angolo di attrito	ϕ	32	°	0.559
momento ultimo della sezione	M_u	1000.0	kNm	
il carico limite orizzontale è	P lim	728.5	kN	palo lungo
coefficiente spinta passiva	k_p	3.25		
reazione unitaria terreno	3 kp ; γB	86.92	kN/m ²	
se non si plasticizza (palo "cofo")				
carico limite	P	4296.1	kN	
	f	10.00	m	
	g	0.00	m	
	M+max	29640.4	kNm	
se si plasticizza in testa (palo "intermedio")				
carico limite	P	1532.0	kN	
	f	5.97	m	
	g	4.03	m	
	M+max	5099.2	kNm	
se si plasticizza in due sezioni (palo "lungo")				
carico limite	P	728.5	kN	
	f	4.12	m	
	g	5.88	m	



Considerazioni operative ai fini della verifica dei pali

Noto il carico limite orizzontale, si può utilizzare l'approccio di Broms per calcolare la resistenza a flessione da garantire per il palo

Attenzione:

- Il carico limite orizzontale da garantire deve essere ottenuto applicando il coefficiente di sicurezza γ_R previsto dalla normativa ($\gamma_R = 1.3$ per approccio 2)
- M_u è il momento ultimo della sezione, da calcolare con un approccio tipo SLU: applicare o no i coefficienti di sicurezza del materiale?

Esempio

- Faccio riferimento al mio edificio, fila di pilastri 13, 20, 27 per sisma prevalente in direzione y

pilastro	N_{min}	N_{max}	M_{max}	V_{max}
13	-41	-976	390	151.6
20	-484	-772	445	197.4
27	111	-889	390	151.6

- Immagino di usare pali con D=50 cm lunghi 10 m

Armatura minima nel palo

- La norma richiede di disporre un'armatura longitudinale non inferiore allo 0.3% della sezione
- Io suggerisco un valore minimo compreso tra 0.6% e 1.0% e una distanza massima tra le barre non superiore a $20 \div 25$ cm
- Sezione circolare con D=50 cm:
area $A_c = 1963.5$ cm²
- Disporre $11.8 \div 19.6$ cm²
ad esempio almeno 8 Ø14 (pari a 12.3 cm²)

Esempio

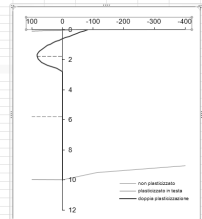
- Con riferimento al mio edificio, la fila di pilastri 13, 20, 27 per sisma prevalente in direzione y è soggetta al piede ai tagli 151.6, 197.4, 151.6 kN
- Il taglio resistente è nettamente più grande del taglio di calcolo
- Uso il valore di calcolo incrementato di $\gamma_R = 1.3$
- Il taglio totale da considerare è 650.7 kN
- Se i tre plinti sono ciascuno con due pali, ogni palo deve portare 108.5 kN

Approccio alla Broms

- Il carico limite orizzontale deve essere pari al valore indicato in precedenza moltiplicato per 1.3
- Quindi: 141.1 kN

Palo vincolato in testa - suolo incoerente				
diametro palo	B	50	cm	0.50
lunghezza palo	L	10.00	m	
peso specifico	γ	22	kN/m ³	
angolo di attrito	ϕ	29	°	0.489
momento ultimo della sezione	M_u	82.6	kNm	
il carico limite orizzontale è	P lim	141.1	kN	palo lungo
coefficiente spinta passiva	k_p	2.77		
reazione unitaria terreno	3 kp ; γB	91.40	kN/m ²	
se si plasticizza in due sezioni (palo "lungo")				
carico limite	P	141.1	kN	
	f	1.76	m	
	g	8.24	m	

Per avere questo
carico limite
occorre che sia
 $M_u = 82.6$ kNm



Approccio alla Winkler

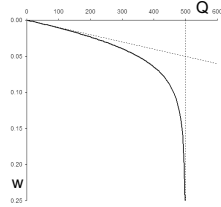
Modello di Winkler

- Abbassamenti indipendenti da punto a punto
- Relazione lineare tra carico e abbassamenti

$$k = \frac{Q}{w}$$

In realtà

- Influenza mutua dei punti
All'estremità a parità di cedimento si hanno reazioni del terreno maggiori
- Relazione carichi abbassamenti non lineare
Soprattutto in prossimità di Q_{lim}



Approccio alla Winkler

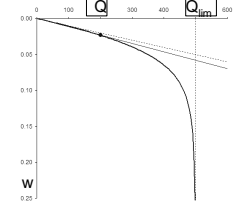
Considerazioni

- Ai fini della verifica della fondazione (come struttura) la normativa indica di assumere i parametri del terreno senza modificarli



Il carico agente è lontano dal carico limite
 $Q \leq Q_{lim}/2.3$

La pendenza della secante non è molto diversa da quella della tangente all'origine



Approccio alla Winkler

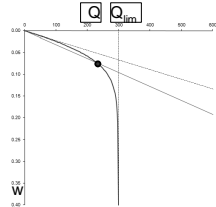
Considerazioni

- Anche ai fini della verifica del palo (come struttura) la normativa indica di assumere i parametri del terreno senza modificarli



Il carico agente è abbastanza vicino al carico limite
 $Q \leq Q_{lim}/1.3$

La pendenza della secante è abbastanza diversa da quella della tangente all'origine



Approccio alla Winkler

Considerazioni

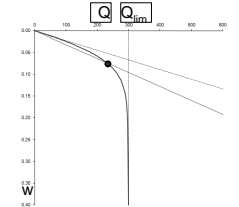
- Anche ai fini della verifica del palo (come struttura) la normativa indica di assumere i parametri del terreno senza modificarli



È necessario considerare una (ampia) fascia entro cui fare variare k

Per il palo è più gravoso il k_{min}

k può variare con la profondità, ma questo ha una influenza molto minore



Approccio alla Winkler

- Il parametro che regge il problema è

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k B}{4 E I}}$$

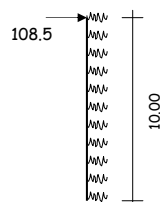
o la lunghezza $L^* = \pi/\lambda$

- Esempio:
schema di palo

$L = 10.00$ m

$B = 0.50$ m

k assunta pari a 20 o 100 N/cm³, costante o variabile



Approccio alla Winkler

$k = 20$ N/cm³

$k = 20 \div 40$

$k = 100$ N/cm³

$k = 100 \div 200$

Broms

131.9 kNm

132.3 kNm

88.2 kNm

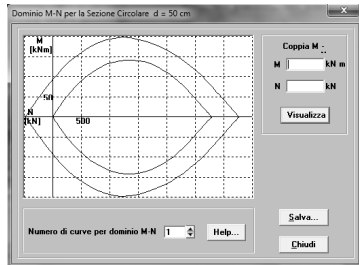
88.6 kNm

82.6 kNm



Resistenza della sezione a pressoflessione

- Dominio M-N fornito da EC2



Notare la forte influenza dello sforzo normale

Resistenza della sezione a pressoflessione

- Si possono usare formule semplificate (vedi A. Gherzi, Il cemento armato, 2010, pag. 311 e seguenti)

$$M_{Rd} = (M_{c,max} + M_{s,max}) \left[1 - \frac{N_{Rd} + v_M N_{c,max}}{v_M N_{c,max} + N_{s,max}} \right]^m$$

$$N_{c,max} = A_c f_{cd}$$

$$M_{c,max} = 0.10 A_c D f_{cd}$$

$$N_{s,max} = A_{s,tot} f_{yd}$$

$$M_{s,max} = 0.3 A_{s,tot} (D - 2.4c) f_{yd}$$

$$v_M = 0.48$$

$$m = 1 + \sqrt[3]{\frac{1}{1 + 2 N_{s,max} / N_{c,max}}}$$

Fare il calcolo con le formule e discutere

Resistenza della sezione a taglio

- Studi specifici per sezione circolare ?)
- Si possono usare le formule generali (vedi A. Gherzi, Il cemento armato, 2010, pag. 416 e seguenti)
 - Quale valore per b_w e z ?

$$V_{Rd,max} = \frac{v_1 f_{cd} b_w z (\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \theta}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

Fare il calcolo con le formule e discutere

Corso di aggiornamento

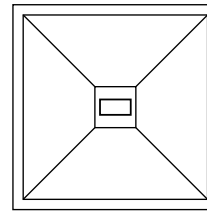
**Progettazione strutturale
di fondazioni e opere di sostegno**

3 - Fondazioni dirette: plinti

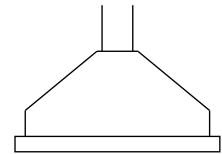
Spoletto
19-20 aprile 2012
Aurelio Ghersi

Forma dei plinti

- Un tempo si usava molto la forma a tronco di piramide (per risparmiare materiale)



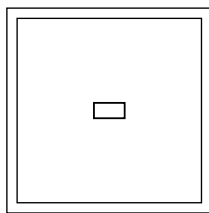
pianta



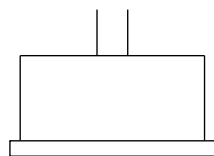
vista
laterale

Forma dei plinti

- Oggi si preferisce la forma di parallelepipedo (per risparmiare mano d'opera)



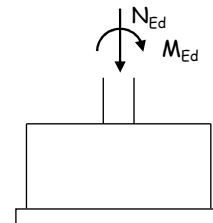
pianta



vista
laterale

Sollecitazioni nel plinto

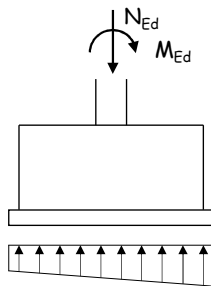
- Azioni sul plinto



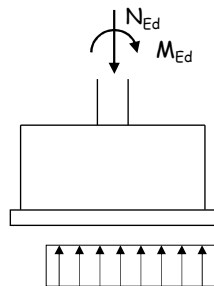
vista
laterale

Sollecitazioni nel plinto

- Reazioni del terreno



Modello elastico lineare



Modello rigido-plastico

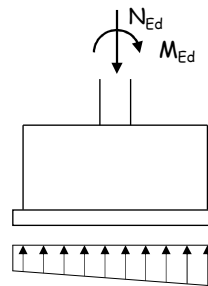
Sollecitazioni nel plinto

- Determinazione della reazione massima del terreno

Dimensione plinto $B \times H$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{Ed}}{B H} + \frac{M_{Ed}}{B H^2 / 6} = \frac{N_{Ed}}{B H} \left(1 + \frac{6 e}{H} \right)$$

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$$



Modello elastico lineare

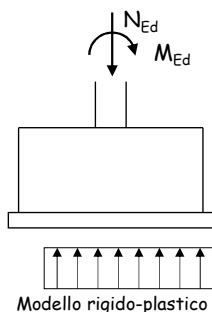
Sollecitazioni nel plinto

- Determinazione della reazione massima del terreno

Dimensione plinto $B \times H$

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{B H (1 - 2e/H)}$$

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$$



Dimensionamento plinti altezza

- Altezza, per verifiche a punzonamento
 - col perimetro u a filo pilastro

$$\frac{N}{u d} \leq 0.25 f_{cd} \quad \Leftrightarrow \quad d \geq \frac{N}{0.25 u f_{cd}}$$

poco condizionante

- col perimetro u a distanza $2d$

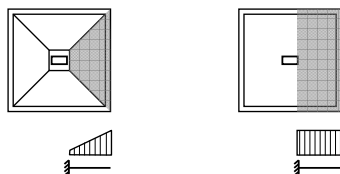
$$\frac{N}{u d} \leq v_{Rd,c} \quad v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

ma solo se si volesse non mettere armatura a punzonamento

- In definitiva, si può assegnare quasi "a occhio"

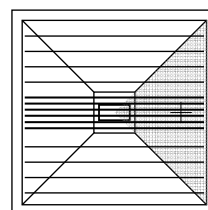
Modelli di comportamento

- Modello tirante-puntone (con riferimento alla risultante di un quarto o mezzo plinto)
- Modello di mensola (con riferimento a un quarto o mezzo plinto)



Modelli di comportamento

- Modello di mensola (con riferimento a un quarto di plinto)



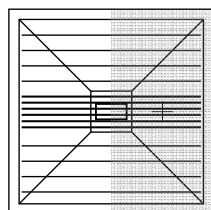
$$M = \frac{N H}{4 \cdot 3}$$

$$A_s = \frac{N H / 12}{0.9 d f_{yd}}$$

Aggiungere altra armatura lateralmente, fuori calcolo

Modelli di comportamento

- Modello di mensola (con riferimento a mezzo plinto)



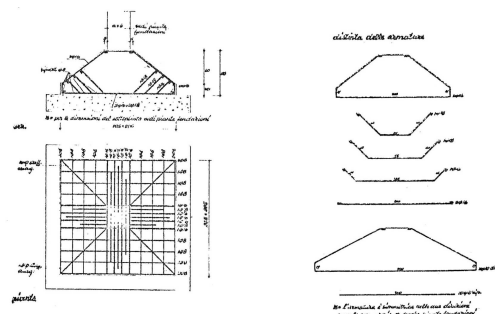
$$M = \frac{N H}{2 \cdot 4}$$

$$A_s = \frac{N H / 8}{0.9 d f_{yd}}$$

Concentrare la maggior parte dell'armatura nella zona centrale

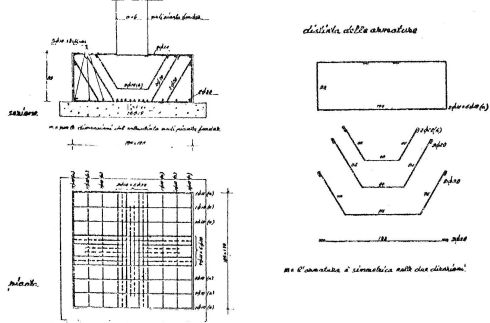
Armatura

- Esempio (da Pagano, Teoria degli edifici. Edifici in cemento armato)



Armatura

- **Esempio** (da Pagano, Teoria degli edifici. Edifici in cemento armato)



Corso di aggiornamento

Progettazione strutturale di fondazioni e opere di sostegno

4 - Fondazioni dirette: travi di fondazione

Spoletto
19-20 aprile 2012
Aurelio Ghersi

Tipologie

- Travi di fondazione separate (o collegate con travi piccole, non a contatto col suolo)
- Reticoli di travi di fondazione
- Platee nervate
Le nervature costituiscono un reticolo di travi di fondazione
- Platee senza nervature
È possibile concentrare le armature e pensare, idealmente, ad un reticolo di travi di fondazione

Modello

- Trave elastica su suolo alla Winkler
- Altri modelli di suolo (semispazio elastico ...)?
- Modelli rigido-plastici?
Reazione del terreno uniforme, ottenuta solo con condizioni di equilibrio globale

Fondazioni dirette modello per interazione fondazione-terreno

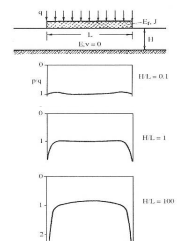
Modello di Winkler

- Abbassamenti indipendenti da punto a punto
- Relazione lineare tra carico e abbassamenti

$$k = \frac{Q}{w}$$

In realtà

- Influenza mutua dei punti
All'estremità a parità di cedimento si hanno reazioni del terreno maggiori



Fondazioni dirette modello per interazione fondazione-terreno

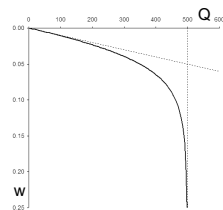
Modello di Winkler

- Abbassamenti indipendenti da punto a punto
- Relazione lineare tra carico e abbassamenti

$$k = \frac{Q}{w}$$

In realtà

- Influenza mutua dei punti
All'estremità a parità di cedimento si hanno reazioni del terreno maggiori
- Relazione carichi abbassamenti non lineare
Soprattutto in prossimità di Q_{lim}



Fondazioni dirette modello per interazione fondazione-terreno

Considerazioni

- L'influenza mutua tra i punti (e il conseguente effetto di bordo) è importante nel caso di carico distribuito



Nelle fondazioni di edifici si hanno invece rilevanti azioni concentrate e quindi tale effetto è poco rilevante

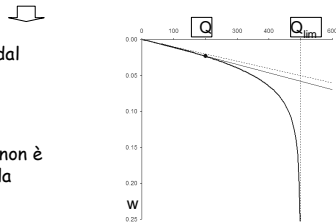
Fondazioni dirette modello per interazione fondazione-terreno

Considerazioni

- Ai fini della verifica della fondazione (come struttura) la normativa indica di assumere i parametri del terreno senza modificarli

Il carico agente è lontano dal carico limite
 $Q \leq Q_{lim}/2.3$

La pendenza della secante non è molto diversa da quella della tangente all'origine



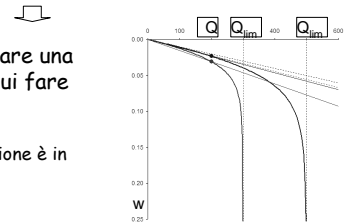
Fondazioni dirette modello per interazione fondazione-terreno

Considerazioni

- Ma in realtà le proprietà del terreno possono differire da quelle previste e quindi la relazione carichi-spostamenti può essere diversa

È necessario considerare una (ampia) fascia entro cui fare variare k

Per la struttura di fondazione è in genere più gravoso il k_{min}



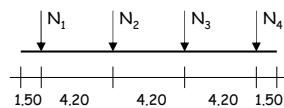
Fondazioni dirette trave elastica su suolo alla Winkler

- Il parametro che regge il problema è

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k B}{4 E I}}$$

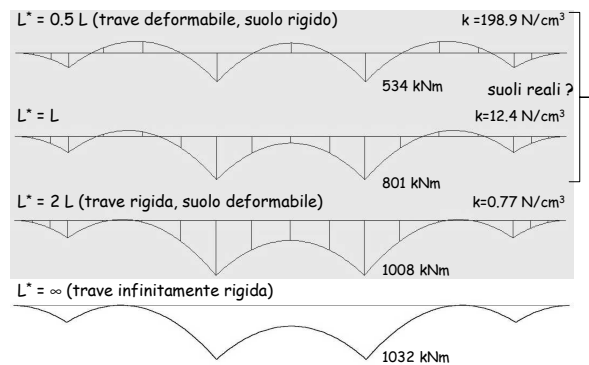
o la lunghezza $L^* = \pi/\lambda$

- Esempio: schema di trave



$L = 15.60 \text{ m}$
 $B = 1.20 \text{ m}$
 $N_1 = 870 \text{ kN}$
 $N_2 = 1380 \text{ kN}$
 $N_3 = 1380 \text{ kN}$
 $N_4 = 870 \text{ kN}$

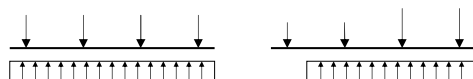
Fondazioni dirette trave elastica - momenti al variare di L^*



Fondazioni dirette trave di fondazione - considerazioni

- La trave deve essere rigida per limitare i cedimenti differenziali
- Se si considera la variabilità del terreno, ci si può avvicinare a $Q_{lim} \rightarrow$ terreno molto deformabile

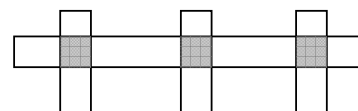
Può essere opportuno usare sempre lo schema limite di trave rigida-suolo flessibile?



Ma forse è troppo prudente

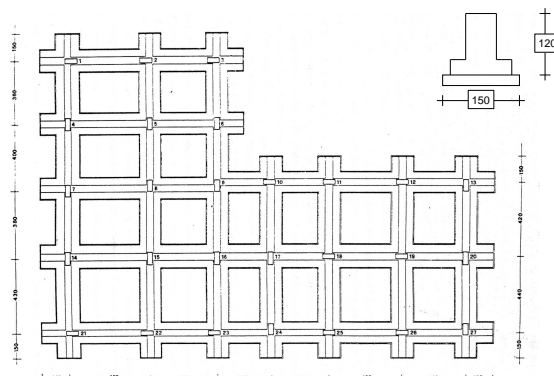
Reticolo di travi di fondazione risoluzione

- Nel passato: ripartizione approssimata delle azioni tra le travi ortogonali (e controllo degli abbassamenti)
- Oggi: risolto in maniera rigorosa dai programmi di calcolo
 - Nel caso di travi larghe, attenzione alla zona di sovrapposizione che può essere contata due volte

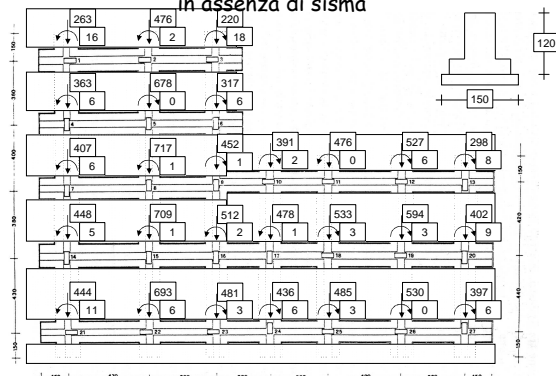


Esempio

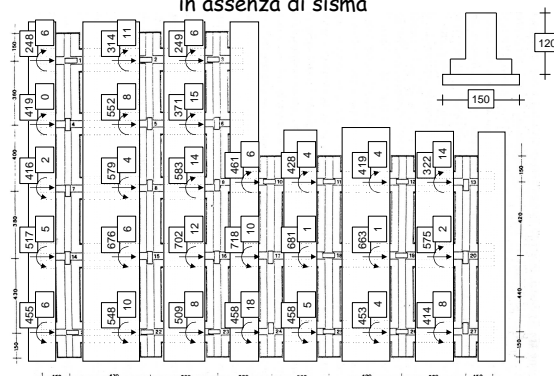
Pianta delle fondazioni



Azioni sulle travi in direzione x
in assenza di sisma



Azioni sulle travi in direzione y
in assenza di sisma



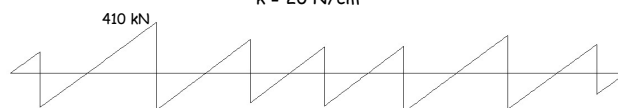
Trave 14-20

Carichi verticali, in assenza di sisma:

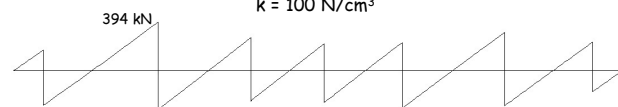


Taglio
in assenza di sisma

$$k = 20 \text{ N/cm}^3$$



$$k = 100 \text{ N/cm}^3$$

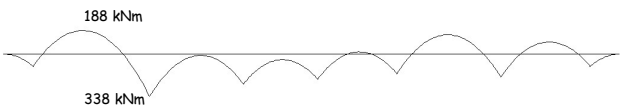


Momento flettente in assenza di sisma

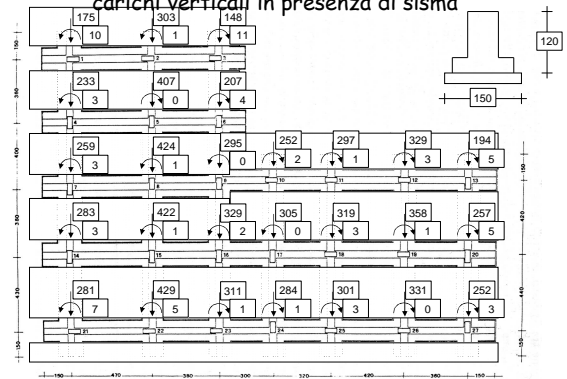
$$k = 20 \text{ N/cm}^3$$



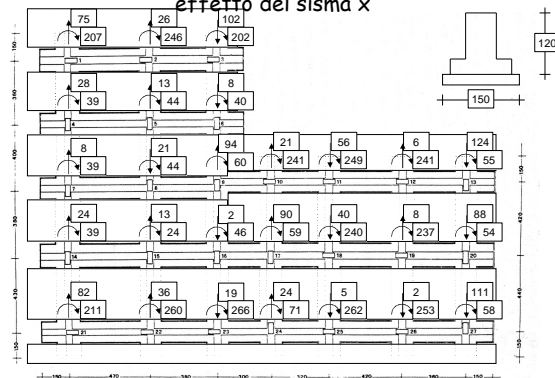
$$k = 100 \text{ N/cm}^3$$



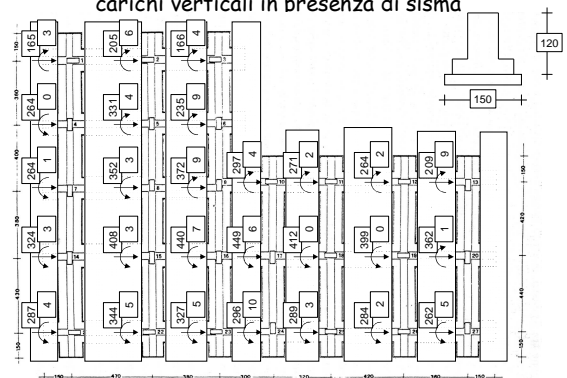
Azioni sulle travi in direzione x carichi verticali in presenza di sisma



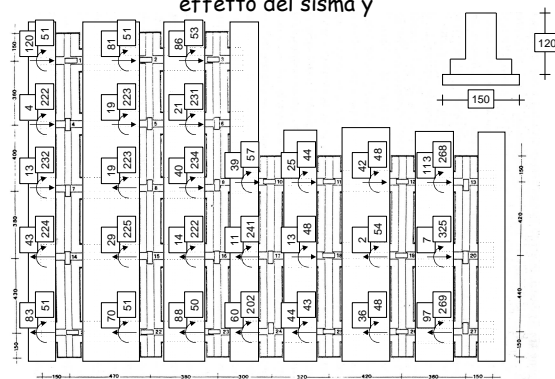
Azioni sulle travi in direzione x effetto del sisma x



Azioni sulle travi in direzione y carichi verticali in presenza di sisma



Azioni sulle travi in direzione y effetto del sisma y



Trave 14-20

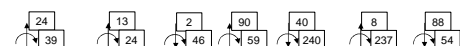
Carichi verticali, in assenza di sisma:



Carichi verticali, in presenza di sisma:



Sisma:



Trave 14-20

Carichi verticali, in assenza di sisma:



Carichi verticali più sisma:

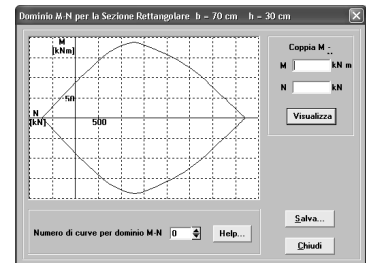


Carichi verticali meno sisma:



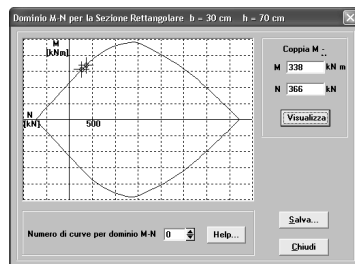
Resistenza dei pilastri

- Per i pilastri di piatto (70x30, 2Ø20+2Ø14 per lato) il momento resistente è superiore a 100 kNm
- Userò $1.3 M_{Ed}$



Resistenza dei pilastri

- Per i pilastri 18 e 19 (30x70, 3Ø20 per lato) il momento resistente è circa 320-340 kNm
- Userò $1.3 M_{Ed}$

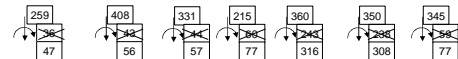


Trave 14-20

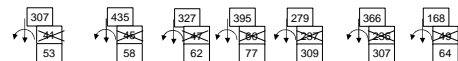
Carichi verticali, in assenza di sisma:



Carichi verticali più sisma:

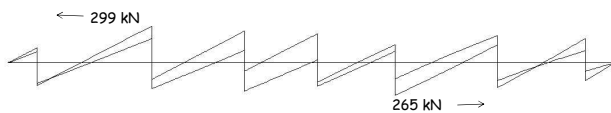


Carichi verticali meno sisma:

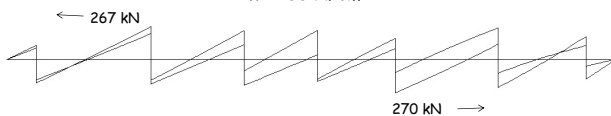


Taglio in presenza di sisma

$$k = 20 \text{ N/cm}^3$$



$$k = 100 \text{ N/cm}^3$$

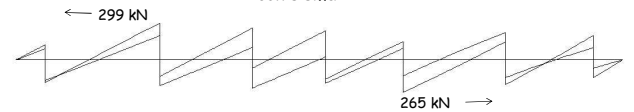


Confronto taglio $k = 20 \text{ N/cm}^3$

senza sisma

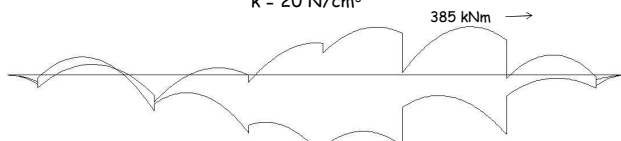


con sisma

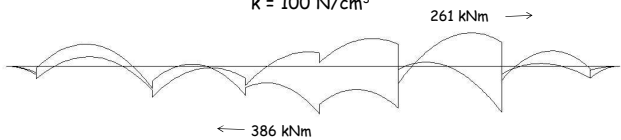


Momento flettente in presenza di sisma

$k = 20 \text{ N/cm}^3$



$k = 100 \text{ N/cm}^3$

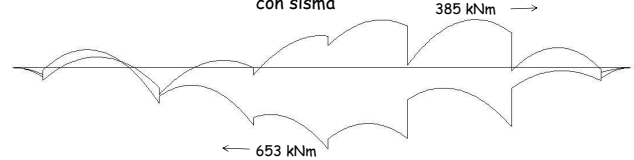


Confronto momento flettente $k = 20 \text{ N/cm}^3$

senza sisma

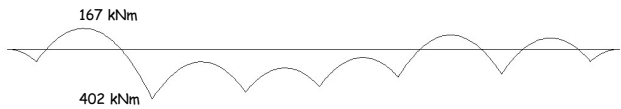


con sisma



Confronto momento flettente $k = 100 \text{ N/cm}^3$

senza sisma



con sisma



Armatura a flessione

- Formula di progetto dell'armatura

$$A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}}$$

- Si ottiene

per $M = 653 \text{ kNm}$ 16.8 cm^2

per $M = 385 \text{ kNm}$ 9.9 cm^2

- Rispettare i minimi

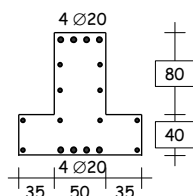
$A_s \geq 0.2\% A_c$ sia superiormente che inferiormente

Nota: questo limite è legato a problemi di fessurazione e ritengo debba includere anche l'armatura di parete

Armatura a flessione

- Sezione

$$A_c = 8800 \text{ cm}^2$$



Armatura minima

$8 \text{ Ø}20 + 10 \text{ Ø}14$

40.5 cm^2

- Minimo compressivo (sup+inf)

$$A_s \geq 0.2\% A_c \times 2 = 35.2 \text{ cm}^2$$

Armatura a taglio

- Il calcolo potrebbe essere fatto ad una distanza d dal filo pilastro ma in questo modo il taglio si ridurrebbe in misura rilevante

- Usare le formula standard per la resistenza dovuta al calcestruzzo e all'armatura

$$V_{Rd,max} = \frac{v_1 f_{cd} b_w z (\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \theta}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$\cot \alpha = 0$$

$$\cot \theta = 1 + 2$$

Armatura a taglio

- Per la sezione considerata
 $h = 120 \text{ cm}$ $d = 115 \text{ cm}$ $z = 103 \text{ cm}$
- Resistenza della sezione
 $V_{Rd,max} = 1460 \text{ kN}$ con $\cot \theta = 2$
- Resistenza dell'armatura
Staffe $\varnothing 8/20$ a due bracci ($5 \text{ cm}^2 / \text{m}$)
 $V_{Rd,s} = 201 \text{ kN}$ con $\cot \theta = 1$
discutere su cosa usare

Verifica dell'ala inferiore

- Può essere considerata come una mensola soggetta alla reazione del terreno
- L'armatura inferiore della mensola (in pratica, il braccio inferiore della staffa che racchiude l'ala) nasce dalla flessione
- Verificare se necessaria armatura a taglio (che più facilmente si realizza con sagomati; come staffe dovrebbero mettersi tirantini verticali)

Platee nervate

- La platea può essere schematizzata come una piastra caricata dal terreno (azione verso l'alto) e vincolata (appoggiata) dalle nervature

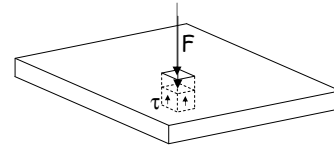
Corso di aggiornamento

**Progettazione strutturale
di fondazioni e opere di sostegno**

5 - Platee o plinti bassi: punzonamento

Spoletto
19-20 aprile 2012
Aurelio Ghersi

Il fenomeno

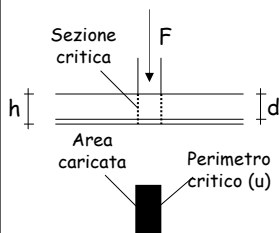


Le τ equilibrano la forza concentrata F

La forza massima che le τ possono contrastare è la resistenza a punzonamento dell'elemento in calcestruzzo

Se la forza F supera la resistenza a punzonamento si dispone un'armatura a punzonamento (barre piegate a 45°)

Verifica - tensioni ammissibili



Sezione tutta reagente

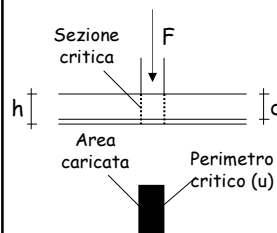
$$\tau_{\max} = \frac{1.5 F}{d u}$$

Sezione parzializzata

$$\tau_{\max} = \frac{F}{0.9 d u}$$

Non è necessaria armatura a punzonamento se $\tau_{\max} < \tau_{c0}$

Verifica - tensioni ammissibili



Sezione tutta reagente

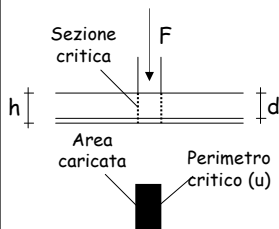
$$\tau_{\max} = \frac{1.5 F}{d u}$$

Sezione parzializzata

$$\tau_{\max} = \frac{F}{0.9 d u}$$

È necessario aumentare lo spessore della soletta se $\tau_{\max} > \tau_{c1}$

Verifica - tensioni ammissibili



Sezione tutta reagente

$$\tau_{\max} = \frac{1.5 F}{d u}$$

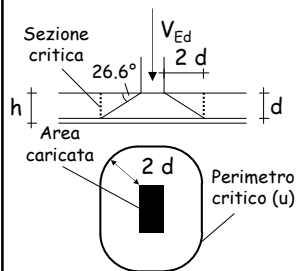
Sezione parzializzata

$$\tau_{\max} = \frac{F}{0.9 d u}$$

È necessario disporre un'armatura a punzonamento se $\tau_{c0} < \tau_{\max} < \tau_{c1}$

$$A_{s,pun} = \frac{\sqrt{2} F}{\sigma_s}$$

Verifica - stato limite ultimo



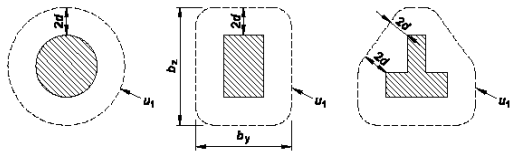
La resistenza a punzonamento deve essere verificata lungo il perimetro critico u

Se è disposta un'armatura a punzonamento, è opportuno ripetere la verifica per un ulteriore perimetro $u_{out,ef}$ individuato dove l'armatura a punzonamento non è più presente

EC2, punto 6.4.1

Verifica a punzonamento perimetro critico

- Il perimetro di verifica di base u_1 può generalmente essere collocato a una distanza $2d$ dall'area caricata



EC2, punto 6.4.2

Verifica a punzonamento perimetro critico e sezione di verifica

- L'altezza utile della soletta è supposta costante e può generalmente essere assunta pari a:

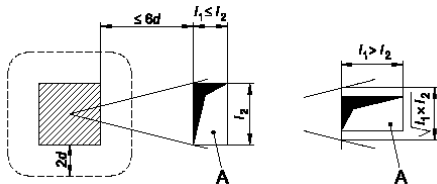
$$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2}$$

dove d_y e d_z sono le altezze utili relative alle armature poste nelle due direzioni ortogonali

EC2, punto 6.4.2

Verifica a punzonamento perimetro critico

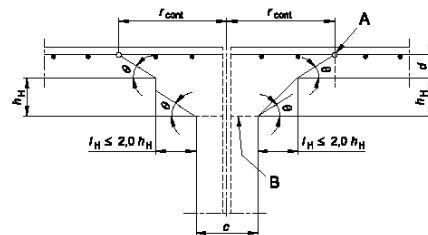
- Per aree caricate in prossimità di aperture, se la minor distanza fra il perimetro dell'area caricata e il bordo dell'apertura non supera $6d$, si ritiene inefficace la parte del perimetro di verifica contenuta entro le due tangenti tracciate dal centro dell'area caricata fino al contorno del foro



EC2, punto 6.4.2

Verifica a punzonamento perimetro critico

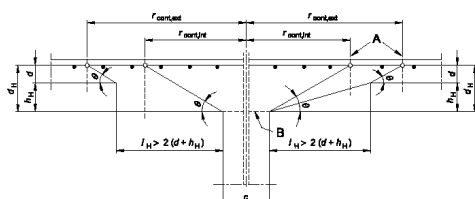
- Per piastre con pilastri muniti di capitello circolare per le quali $l_H < 2h_H$, una verifica delle tensioni di taglio-punzonamento è richiesta solo sulla sezione di verifica al di là del capitello



EC2, punto 6.4.2

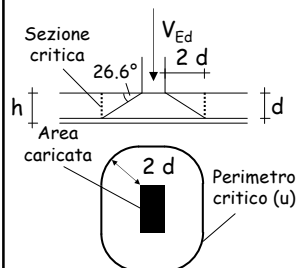
Verifica a punzonamento perimetro critico

- Nel caso di piastre con capitello allargato dove $l_H > 2h_H$ si raccomanda che siano verificate entrambe le sezioni, quella nel capitello e quella nella piastra



EC2, punto 6.4.2

Verifica a punzonamento tensioni nella sezione critica



Tensione

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u d}$$

per carichi eccentrici

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u d}$$

EC2, punto 6.4

Verifica a punzonamento tensioni nella sezione critica

Se la reazione d'appoggio è eccentrica rispetto al perimetro di verifica, si raccomanda di assumere come tensione massima di taglio il valore:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d}$$

dove:

d è l'altezza utile media della piastra, che può assumersi come $(d_y + d_z)/2$

dove:

d_y, d_z sono le altezze utili nelle direzioni y e z della sezione di verifica;

u_1 è la lunghezza del perimetro di verifica considerato;

EC2, punto 6.4.3

Verifica a punzonamento tensioni nella sezione critica

β è dato da:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{u_1}{W_1}$$

dove:

u_1 è la lunghezza del perimetro di verifica di base;

k è un coefficiente che dipende dal rapporto fra le dimensioni del pilastro c_1 e c_2 : il suo valore è funzione delle proporzioni del momento sbilanciato trasmesso da taglio non uniforme e da flessione e torsione

c_1/c_2	≤ 0.5	1.0	2.0	≥ 3.0
k	0.45	0.60	0.70	0.80

EC2, punto 6.4.3

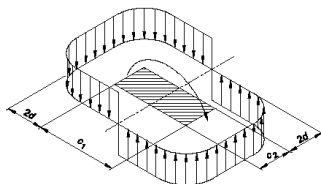
Verifica a punzonamento tensioni nella sezione critica

W_1 corrisponde a una distribuzione di taglio ed è funzione del perimetro di verifica di base u_1 :

$$W_1 = \int_0^{u_1} e |dl|$$

dl è la lunghezza infinitesima del perimetro;

e è la distanza di dl dall'asse intorno al quale agisce M_{Ed} .



EC2, punto 6.4.3

Verifica a punzonamento tensioni nella sezione critica

Per un pilastro rettangolare:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4 c_2 d + 16 d^2 + 2 \pi d c_1$$

dove:

c_1 è la dimensione del pilastro parallela all'eccentricità del carico;
 c_2 è la dimensione del pilastro perpendicolare all'eccentricità del carico.

Per un pilastro circolare interno:

$$\beta = 1 + 0.6 \pi \frac{e}{D + 4d}$$

dove

D è il diametro del pilastro circolare.

EC2, punto 6.4.3

Verifica a punzonamento tensioni nella sezione critica

Per un pilastro rettangolare interno,
se il carico è eccentrico in entrambe le direzioni :

$$\beta = 1 + 1.8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2}$$

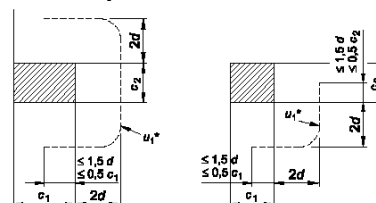
dove:

e_y, e_z sono le eccentricità M_{Ed}/V_{Ed} secondo gli assi y e z ;
 b_y, b_z sono le dimensioni del perimetro di verifica.

EC2, punto 6.4.3

Verifica a punzonamento tensioni nella sezione critica

Nel caso dei pilastri di bordo, in cui l'eccentricità perpendicolare al bordo della piastra (risultante da un momento rispetto a un asse parallelo al bordo della piastra) è verso l'interno e non vi è eccentricità parallela al bordo, la forza di punzonamento può considerarsi uniformemente distribuita lungo il perimetro di verifica u_1^* .



EC2, punto 6.4.3

Verifica a punzonamento tensioni nella sezione critica

Nel caso dei pilastri di bordo, se vi sono eccentricità in entrambe le direzioni ortogonali, β può essere determinato con la seguente espressione:

$$\beta = \frac{u_1}{u_*} + k \frac{u_1}{W_1} e_{par}$$

dove:

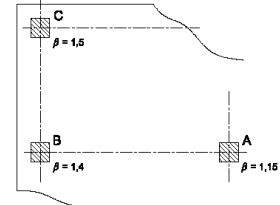
u_1 è il perimetro di verifica di base;
 u_{1*} è il perimetro di verifica di base ridotto;
 e_{par} è l'eccentricità parallela al bordo della piastra prodotta da un momento rispetto a un asse perpendicolare al bordo della piastra;

EC2, punto 6.4.3

Verifica a punzonamento tensioni nella sezione critica

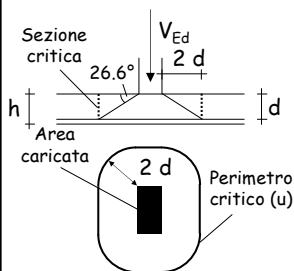
Per strutture la cui stabilità trasversale non dipende dal funzionamento a telaio del complesso piastra-pilastri, e se le luci adiacenti non differiscono in lunghezza più del 25%, per β si possono adottare valori approssimati

Nota: Valori di β da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono dati nella figura



EC2, punto 6.4.3

Verifica - stato limite ultimo



Bisogna verificare
che $v_{Ed} < v_{Rd}$

EC2, punto 6.4

Tensione

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u d}$$

per carichi eccentrici

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u d}$$

β può essere calcolato in funzione di M_{Ed} e V_{Ed}

Valori approssimati:
 $\beta = 1.5$, $\beta = 1.4$ e $\beta = 1.15$
 per pilastri posti allo spigolo, lungo il bordo o all'interno della piastra

Verifica - stato limite ultimo

Si definiscono le seguenti tensioni resistenti:

$v_{Rd,c}$ Resistenza in assenza di armatura a punzonamento

$v_{Rd,max}$ Resistenza della sezione in calcestruzzo in presenza di armatura a punzonamento

$v_{Rd,cs}$ Resistenza dell'armatura a punzonamento
 preferisco
 $v_{Rd,s}$

EC2, punto 6.4.3

Verifica - stato limite ultimo

Devono essere effettuate le seguenti verifiche:

Se $v_{Ed} < v_{Rd,c}$ non occorre armatura a punzonamento

Se $v_{Rd,c} < v_{Ed} < v_{Rd,max}$ la sezione di calcestruzzo va bene, ma è necessario disporre armatura a punzonamento

Se $v_{Ed} < v_{Rd,cs}$ l'armatura a punzonamento è sufficiente

EC2, punto 6.4.3

Resistenza in assenza di armature (EC2, punto 6.4.4)

$$v_{Rd,c} = 0.18 k \frac{\sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.1 \sigma_{cp}$$

$$\geq v_{min} = 0.035 \sqrt{k^3 f_{ck}} \quad \text{quando } \rho_l \text{ è molto piccolo}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cp,x} + \sigma_{cp,y}}{2}$$

$$\sigma_{cp,x} = \frac{N_{Edx}}{A_{cx}} \quad \sigma_{cp,y} = \frac{N_{Edy}}{A_{cy}}$$

positiva se compressione

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

d in mm

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \rho_{ly}} \leq 0.02$$

Resistenza in presenza di armature (EC2, punto 6.4.5)

Resistenza del calcestruzzo:

$$v_{Rd,max} = \frac{1}{2} f'_{cd} = \frac{1}{2} 0.5 f_{cd}$$

Resistenza dell'armatura:

$$v_{Rd,cs} = 0.75 v_{Rd,c} + 1.5 \frac{d}{s_r} \frac{A_{s,pun} f_{yd} \sin \alpha}{u d}$$

Verifica - stato limite ultimo

• Ulteriore verifica, lungo il perimetro del pilastro

(3) In adiacenza ai pilastri la resistenza a taglio-punzonamento è limitata a un valore massimo di:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} \quad (6.53)$$

dove:

u_0 per un pilastro interno u_0 = sviluppo del perimetro del pilastro [millimetri],

per un pilastro di bordo $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$ [millimetri],

per un pilastro d'angolo $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$ [millimetri];

c_1, c_2 sono le dimensioni del pilastro come indicato nella figura 6.20;

v vedere l'espressione (6.6);

β vedere punto 6.4.3 (3), (4) e (5).

Nota Il valore di $v_{Rd,max}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è $0.5 v_{f_{cd}}$.

EC2, punto 6.4.5

Verifica - stato limite ultimo

• Ulteriore verifica, lungo il perimetro del pilastro

• In sostanza:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \leq 0.25 f_{cd}$$

EC2, punto 6.4.5

Corso di aggiornamento

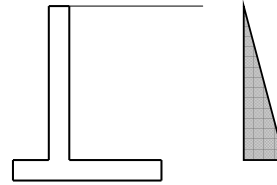
Progettazione strutturale di fondazioni e opere di sostegno

6 - Muri di sostegno

Spoletto
19-20 aprile 2012
Aurelio Ghersi

In assenza di sisma

- Spinta del terreno

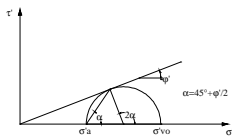


In assenza di falda
(e di coesione)

$$S = \frac{1}{2} k \gamma_t' h^2$$

Spinta del terreno Teoria di Coulomb

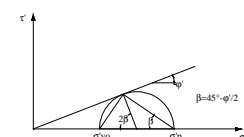
- Spinta attiva e spinta passiva



$$\sigma_a' = \sigma_{v0}' K_a$$

$$K_a K_p = 1$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$$



$$\sigma_p' = \sigma_{v0}' K_p$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Spinta del terreno Altro

- In presenza di falda occorre aggiungere la pressione dell'acqua

$$S = \frac{1}{2} k \gamma_t' h^2 + \frac{1}{2} \gamma_w h^2$$

Importanza dei
fori di drenaggio

- La presenza di sovraccarico sul terreno aumenta ulteriormente la spinta

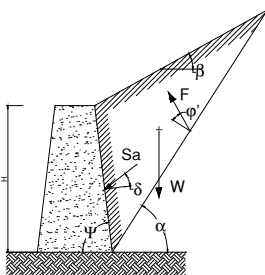
$$S_q = q k h$$

- La presenza di coesione fa comparire un ulteriore termine (sottrattivo)

$$S = \frac{1}{2} k \gamma_t' h^2 + \frac{1}{2} \gamma_w h^2 - 2 c \sqrt{k} h$$

Spinta del terreno Altre teorie

- Muller e Breslau



coefficiente di spinta attiva

$$K_a = \frac{\sin^2 (\psi + \phi')}{\sin^2 \psi \sin (\psi - \delta) \left[1 + \frac{\sin (\phi' + \delta) \sin (\phi' - \beta)}{\sin (\psi - \delta) \sin (\psi + \beta)} \right]}$$

coefficiente di spinta passiva

$$K_p = \frac{\sin^2 (\psi - \phi')}{\sin^2 \psi \sin (\psi + \delta) \left[1 - \frac{\sin (\phi' + \delta) \sin (\phi' + \beta)}{\sin (\psi + \delta) \sin (\psi + \beta)} \right]}$$

in cui

φ' = angolo di resistenza al taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace
ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento di monte del muro
β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale dell'estradosso della superficie del terreno a monte del muro
δ = angolo di attrito tra terreno e muro.

In presenza di sisma

- L'effetto del sisma viene valutato con metodi pseudostatici, considerando l'azione sismica come il prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico

$$k_h = \beta_m (a_g) \cdot \frac{a_{max}}{g} = \beta_m (a_g) \cdot S a_g$$

dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido (definita come aliquota di g)
S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e topografica (S_T)

In presenza di sisma

- L'effetto del sisma viene valutato con metodi pseudostatici, considerando l'azione sismica come il prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico

$$k_h = \beta_m(a_g) \cdot \frac{a_{max}}{g} = \beta_m(a_g) \cdot S a_g$$

- Il coefficiente riduttivo β_m opera in maniera analoga al fattore di struttura q (o meglio al suo inverso, $1/q$)

	Suolo A	Suoli B,C,D,E
$a_g \leq 0.1 g$	$\beta_m = 0.20$	$\beta_m = 0.18$
$0.1 g < a_g \leq 0.2 g$	$\beta_m = 0.29$	$\beta_m = 0.24$
$0.2 g < a_g \leq 0.4 g$	$\beta_m = 0.31$	$\beta_m = 0.31$

Verifiche "geotecniche"

- Verifica della capacità portante
- Verifica della stabilità globale
- Verifica di scorrimento

e inoltre

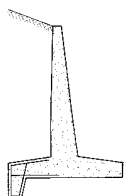
- Verifica al ribaltamento

Verifiche strutturali

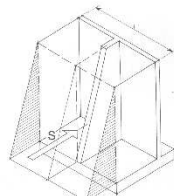
- Resistenza a flessione
- Resistenza a taglio

Sollecitazioni differenti in funzione della tipologia

Muri a mensola



Muri con contrafforti



Esempio

- Vedi file Excel Muro sostegno