

# 10

## FONDAZIONI, SETTI DI CONTROVENTO, SCALE

A. A. 2024-2025  
Corso di **Tecnica delle costruzioni**

*Fondazioni, setti di controvento, scale*

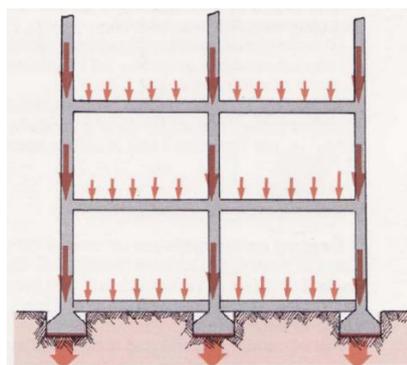
### FONDAZIONI

Un'opera edilizia poggia sul terreno attraverso le fondazioni, che ne costituiscono pertanto il basamento.

La funzione essenziale delle fondazioni è quella di assorbire i carichi della costruzione e di **trasmetterli al terreno**, ripartendoli su una determinata superficie, in modo tale che il terreno stesso possa sopportarli.

La scelta della tipologia di fondazioni dipende da:

- Entità dei carichi da trasferire;
  - Profondità di interramento della fondazione;
  - Forma dell'edificio
  - Forma dell'area oggetto dell'edificazione;
- } **Struttura**
- Caratteristiche del terreno
  - Profondità della falda acquifera
  - Andamento planimetrico del terreno
- } **Contesto**



Le fondazioni di un edificio si distinguono in:

**Fondazioni superficiali (o dirette)** { Fondazioni isolate (*plinti*)  
Fondazioni continue (*travi rovesce, graticci rovesci, platee*)

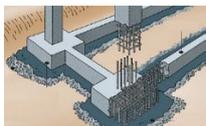
La profondità di posa (D) è inferiore a  $\approx 4$  volte la larghezza della fondazione (B), ovvero  $D/B < 4$

**Fondazioni profonde (o indirette)** { Fondazioni puntuali (*pali, pozzi*)  
Fondazioni continue (*diaframmi, palancole*)

La profondità di posa (D) è superiore a  $\approx 10$  volte la larghezza della fondazione (B), ovvero  $D/B > 10$

Le prime si utilizzano quando il suolo in superficie ha buone caratteristiche di portanza (roccia, ghiaia, sabbia, argilla compatta); le seconde quando il suolo in superficie ha scarsa portanza (argille molli, limi e sabbie sciolte), mentre il suolo con buone caratteristiche si trova in profondità.

Fondazioni con rapporto D/B compreso tra 4 e 10 (fondazioni semi-profonde, come pozzi cassoni, ecc.) manifestano un comportamento intermedio in cui l'interazione con il terreno è più complessa.



*Plinto*



*Graticcio di travi rovesce*



*Platea*



*Pali*



*Diaframmi*



## CAPACITA' PORTANTE DELLA FONDAZIONE

La **capacità portante** di una fondazione è funzione sia delle **caratteristiche del suolo** che delle dimensioni e della profondità di impostazione della **fondazione stessa**.

Le verifiche di resistenza riguardano pertanto:

- la rottura del suolo di fondazione
- il collasso della struttura di fondazione

In fase di predimensionamento, è possibile considerare una capacità portante di riferimento, valutata per una certa dimensione di primo tentativo, ma in fase di verifica è necessario calcolare correttamente la capacità portante di ogni singola fondazione.

La verifica a **capacità portante associata alla rottura del terreno** si esegue controllando che:

$$P_{Rd} = \frac{q_R}{\gamma_R} \cdot A \geq P_{Ed}$$

**RESISTENZA di progetto**      **DOMANDA di progetto**

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$
Carico limite	2.3

Tab. 2.6.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente $\gamma_F$	A1
Carichi permanenti $G_k$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	1.0
	Sfavorevoli		1.3
Carichi permanenti non strutturali $G_k^{(n)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0.8
	Sfavorevoli		1.5
Azioni variabili $Q_k$	Favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0.0
	Sfavorevoli		1.5

$q_R$  è la capacità portante unitaria del terreno

$A$  l'impronta della fondazione (superficie a contatto con il terreno)

$\gamma_R$  è il coefficiente di sicurezza delle resistenze, = 2.3 per verifiche di suolo

$P_{Ed}$  è l'azione trasmessa dalla struttura in fondazione

## CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO

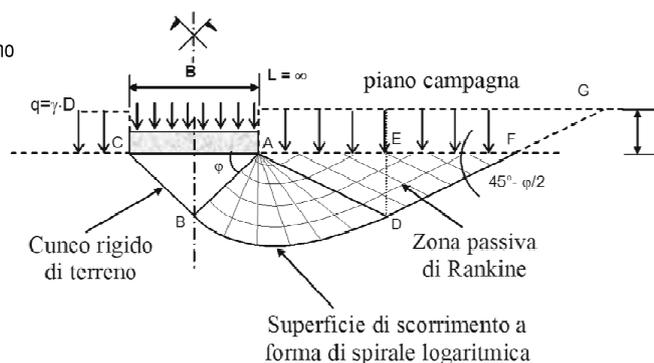
Schema semplificato di rottura del terreno:

Il carico verticale trasmesso in fondazione induce la formazione di un cuneo rigido di terreno sotto la fondazione stessa e che spinge verso il basso. La spinta esercitata da tale cuneo produce la rottura del terreno circostante secondo una superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica, radiale.

La capacità portante del terreno può essere stimata tenendo conto di tre diversi contributi:

$$q_R = q_{R,c} + q_{R,q} + q_{R,\gamma}$$

Contrib. coesione del terreno      Contrib. peso del terreno ai lati fondaz.      Contrib. legato all'attrito del terreno



### L'attrito interno

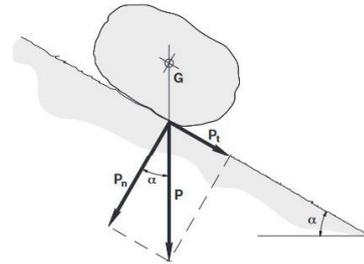
L'attrito è una caratteristica del terreno che rappresenta la resistenza allo scorrimento delle particelle di terra le une sulle altre.

Si consideri un granulo superficiale di terreno incoerente su un piano inclinato di  $\alpha$  sull'orizzontale. Scomponendo il suo peso  $P$ :

- la componente  $P_n$ , perpendicolare al piano genera una compressione;
- la componente  $P_t$ , che agisce parallelamente al piano, genera una sollecitazione di taglio.

La componente  $P_t$  tende a far scivolare la particella, ma viene contrastata dalla forza di attrito  $F_a$  tra la particella e il piano (che dipende da  $P_n$ )

Supponiamo di aumentare  $\alpha$ : a parità di  $P$  avremo che  $P_t$  aumenta e  $P_n$  (e quindi  $F_a$ ) diminuisce. La condizione limite è raggiunta quando  $P_t = F_a$ , superata la quale il granulo scivola. Il corrispondente valore di  $\alpha$  è l'angolo di attrito (tipicamente indicato con  $\phi$ ).



### La coesione

La coesione è la forza di adesione dei granuli di terra uno con l'altro e contrasta la forza che tende a far scivolare le particelle di terra l'una sull'altra. A differenza dell'attrito, però, non dipende dalle forze che agiscono perpendicolarmente alla superficie di aderenza.

Le forze di attrito e di coesione coesistono ma **sono fra loro indipendenti** e l'intensità dipende dalla tipologia di terreno e dalla sua umidità.

Es. Le sabbie presentano un attrito interno molto elevato ma una coesione quasi nulla, mentre le argille hanno bassi valori di attrito e una buona coesione.

La capacità portante del terreno si può calcolare come:

$$q_R = s_c c N_c + s_q q N_q + s_\gamma 0.5 \gamma b N_\gamma$$

└──┬──┘
└──┬──┘
└──┬──┘  
 Contrib. coesione    Contrib. peso    Contrib. legato  
 del terreno        del terreno ai    all'attrito del terreno  
                           lati fondaz.

**c** coesione del terreno

**q** =  $\gamma h$  peso del terreno ai lati della fondazione (con  $h$  spessore strato terreno ai lati)

$\gamma$  peso specifico del terreno ai lati

**a, b** dimensioni in pianta della fondazione

**$s_c, s_q, s_\gamma$**  fattori di forma della fondazione

**$N_c, N_q, N_\gamma$**  fattori correttivi che dipendono dal terreno (dall'angolo di attrito  $\phi$ )

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad s_q = 1 + (b/a) \tan \phi$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi \quad s_c = 1 + (b/a) (N_q / N_c)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad s_\gamma = 1 - 0.4(b/a)$$

Valori calcolati dei fattori correttivi  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  in funzione dell'angolo di attrito  $\phi$

tgφ	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\phi$
0,00	1,00	5,14	0,00	0,195	0,0
0,01	1,05	5,28	0,04	0,200	0,6
0,02	1,11	5,42	0,08	0,205	1,1
0,03	1,17	5,56	0,13	0,210	1,7
0,04	1,23	5,71	0,18	0,215	2,3
0,05	1,29	5,86	0,23	0,221	2,9
0,06	1,36	6,02	0,28	0,226	3,4
0,07	1,43	6,19	0,34	0,232	4,0
0,08	1,51	6,36	0,40	0,237	4,6
0,09	1,59	6,53	0,47	0,243	5,1
0,10	1,67	6,72	0,53	0,249	5,7
0,11	1,76	6,91	0,61	0,255	6,3
0,12	1,85	7,10	0,68	0,261	6,8
0,13	1,95	7,31	0,77	0,267	7,4
0,14	2,05	7,52	0,85	0,273	8,0
0,15	2,16	7,73	0,95	0,279	8,5
0,16	2,27	7,96	1,05	0,286	9,1
0,17	2,39	8,19	1,15	0,292	9,6
0,18	2,52	8,43	1,27	0,299	10,2
0,19	2,65	8,69	1,39	0,305	10,8
0,20	2,79	8,95	1,52	0,312	11,3

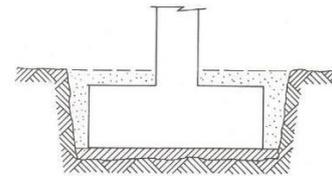
tgφ	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\phi$
0,21	2,93	9,21	1,65	0,319	11,9
0,22	3,09	9,49	1,80	0,325	12,4
0,23	3,25	9,78	1,95	0,332	13,0
0,24	3,42	10,08	2,12	0,339	13,5
0,25	3,60	10,39	2,30	0,346	14,0
0,26	3,79	10,71	2,49	0,353	14,6
0,27	3,98	11,05	2,69	0,361	15,1
0,28	4,19	11,39	2,91	0,368	15,6
0,29	4,41	11,75	3,14	0,375	16,2
0,30	4,64	12,12	3,38	0,383	16,7
0,31	4,88	12,50	3,64	0,390	17,2
0,32	5,13	12,90	3,92	0,398	17,7
0,33	5,39	13,32	4,22	0,405	18,3
0,34	5,67	13,74	4,54	0,413	18,8
0,35	5,97	14,19	4,88	0,420	19,3
0,36	6,27	14,65	5,24	0,428	19,8
0,37	6,60	15,12	5,62	0,436	20,3
0,38	6,94	15,62	6,03	0,444	20,8
0,39	7,29	16,13	6,47	0,452	21,3
0,40	7,67	16,66	6,93	0,460	21,8
0,41	8,06	17,21	7,43	0,468	22,3
0,42	8,47	17,79	7,95	0,476	22,8
0,43	8,90	18,38	8,52	0,484	23,3
0,44	9,36	18,99	9,11	0,493	23,7
0,45	9,83	19,63	9,75	0,501	24,2
0,46	10,33	20,29	10,43	0,509	24,7
0,47	10,86	20,98	11,15	0,518	25,2
0,48	11,41	21,69	11,91	0,526	25,6
0,49	11,99	22,42	12,73	0,535	26,1
0,50	12,59	23,19	13,59	0,543	26,6
0,51	13,23	23,98	14,51	0,552	27,0
0,52	13,90	24,80	15,49	0,560	27,5
0,53	14,60	25,65	16,53	0,569	27,9
0,54	15,33	26,54	17,64	0,578	28,4
0,55	16,10	27,46	18,81	0,586	28,8
0,56	16,91	28,41	20,06	0,593	29,2
0,57	17,75	29,39	21,38	0,604	29,7
0,58	18,64	30,41	22,78	0,613	30,1
0,59	19,57	31,47	24,27	0,622	30,5
0,60	20,54	32,57	25,85	0,631	31,0
0,61	21,57	33,72	27,53	0,640	31,4
0,62	22,64	34,90	29,31	0,649	31,8
0,63	23,76	36,13	31,20	0,658	32,2
0,64	24,93	37,40	33,20	0,667	32,6
0,65	26,17	38,72	35,32	0,676	33,0
0,66	27,46	40,09	37,56	0,685	33,4
0,67	28,81	41,51	39,94	0,694	33,8
0,68	30,23	42,98	42,47	0,703	34,2
0,69	31,71	44,51	45,14	0,712	34,6
0,70	33,26	46,09	47,97	0,722	35,0

tgφ	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\phi$
0,71	34,89	47,73	50,96	0,731	35,4
0,72	36,59	49,44	54,14	0,740	35,8
0,73	38,38	51,20	57,49	0,750	36,1
0,74	40,25	53,04	61,05	0,759	36,5
0,75	42,20	54,94	64,80	0,768	36,9
0,76	44,25	56,91	68,78	0,778	37,2
0,77	46,39	58,95	72,99	0,787	37,6
0,78	48,64	61,07	77,43	0,796	38,0
0,79	50,99	63,27	82,14	0,806	38,3
0,80	53,44	65,55	87,11	0,815	38,7
0,81	56,01	67,92	92,36	0,825	39,0
0,82	58,71	70,37	97,92	0,834	39,4
0,83	61,52	72,92	103,78	0,844	39,7
0,84	64,47	75,55	109,98	0,853	40,0
0,85	67,55	78,29	116,53	0,863	40,4
0,86	70,77	81,13	123,45	0,872	40,7
0,87	74,14	84,07	130,75	0,882	41,0
0,88	77,67	87,12	138,46	0,891	41,3
0,89	81,36	90,29	146,60	0,901	41,7
0,90	85,21	93,57	155,19	0,911	42,0
0,91	89,25	96,98	164,25	0,920	42,3
0,92	93,46	100,51	173,81	0,930	42,6
0,93	97,87	104,17	183,91	0,940	42,9
0,94	102,48	107,96	194,55	0,949	43,2
0,95	107,30	111,90	205,78	0,959	43,5
0,96	112,34	115,98	217,61	0,969	43,8
0,97	117,61	120,21	230,10	0,978	44,1
0,98	123,11	124,60	243,26	0,988	44,4
0,99	128,86	129,15	257,13	0,998	44,7
1,00	134,87	133,87	271,75	1,007	45,0
1,01	141,16	138,77	287,15	1,017	45,3
1,02	147,72	143,84	303,39	1,027	45,6
1,03	154,58	149,10	320,49	1,037	45,8
1,04	161,74	154,56	338,51	1,046	46,1
1,05	169,23	160,22	357,48	1,056	46,4
1,06	177,05	166,08	377,46	1,066	46,7
1,07	185,22	172,17	398,51	1,076	46,9
1,08	193,75	178,47	420,66	1,086	47,2
1,09	202,66	185,01	443,98	1,095	47,5
1,10	211,97	191,79	468,53	1,105	47,8
1,11	221,69	198,82	494,37	1,115	48,0
1,12	231,84	206,11	521,56	1,125	48,2
1,13	242,44	213,66	550,17	1,135	48,5
1,14	253,51	221,50	580,28	1,145	48,7
1,15	265,06	229,62	611,94	1,154	49,0
1,16	277,13	238,04	645,25	1,164	49,2
1,17	289,72	246,77	680,28	1,174	49,5
1,18	302,87	255,82	717,12	1,184	49,7
1,19	316,59	265,20	755,86	1,194	50,0
1,20	330,91	274,93	796,59	1,204	50,2

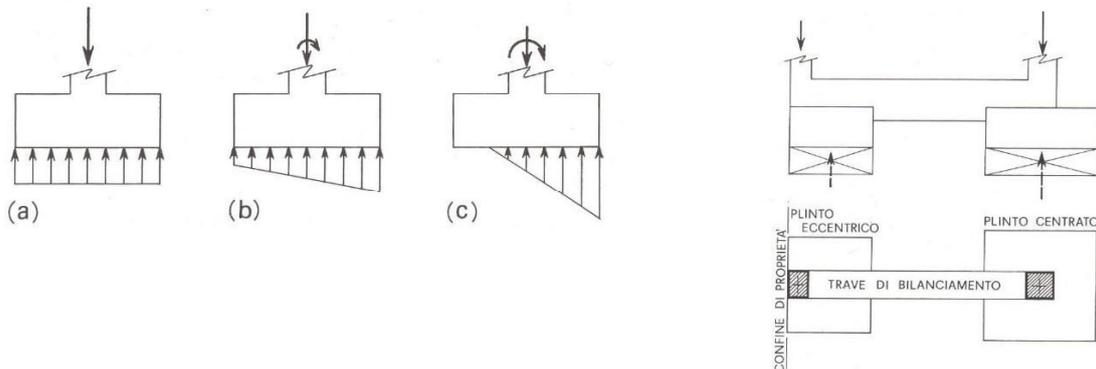
## PLINTI DI FONDAZIONE

Un tempo largamente utilizzati per realizzare le fondazioni dei pilastri. Ora ricorrenti prevalentemente nelle strutture prefabbricate di edifici industriali (in cui l'interasse tra i pilastri è elevato).

Di norma vengono gettati su uno strato di calcestruzzo magro di livellamento (magrone)



Nel calcolo dei plinti si possono avere pressioni centrate o eccentriche, nel caso sia presente anche un momento. Per centrare il carico sul plinto quando il pilastro non può essere centrato sul plinto (caso di fondazione su confine di proprietà), si ricorre a travi di bilanciamento collegate con il plinto adiacente.



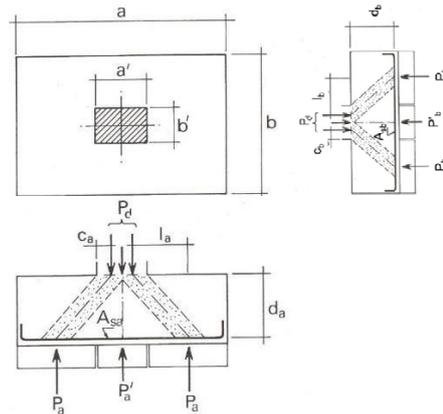
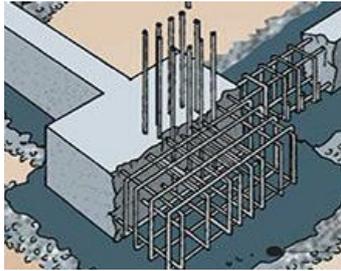
## DIMENSIONAMENTO DEL PLINTO

Le **dimensioni del plinto** vengono stabilite sulla base della verifica a **capacità portante del terreno** (si aumenta l'area di impronta per ridurre le pressioni sul terreno).

Le **armature** si determinano sulla base della verifica della **struttura del plinto** stesso, prevedendo armatura in entrambe le direzioni principali.

Con riferimento al caso doppiamente simmetrico in figura, il plinto può essere inteso come una doppia mensola rovescia inflessa verso l'alto nelle due direzioni ortogonali dalla reazione del terreno.

Dal punto di vista del calcolo, se il plinto è tozzo (la sporgenza rispetto al pilastro è inferiore all'altezza) può essere trattato come le mensole tozze (v. lezione Problemi particolari nelle travi inflesse), considerando meccanismi resistenti a tirante (armature) e puntone (calcestruzzo) nelle due direzioni principali



### Valutazione della resistenza dei tiranti (analizziamo separatamente le due direzioni a e b)

Consideriamo, ad esempio, la direzione del lato  $a$  :

L'azione assiale  $P_d$  trasmessa dalla struttura d'elevazione produce una reazione uguale e contraria del terreno, che possiamo scomporre in  $P_a + P'_a + P_a$ , in cui

$$P'_a = \frac{a'}{a} P_d \quad 2P_a = \frac{a - a'}{a} P_d$$

Dall'equilibrio alla rotazione attorno all'asse centrale es. porzione sx del plinto:

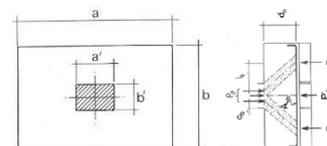
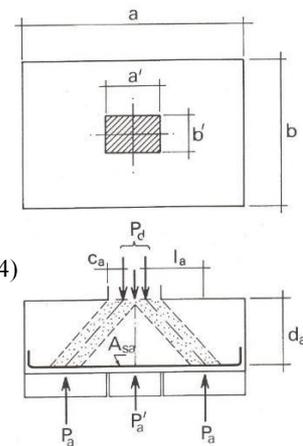
$$P_a \cdot l_a = Z \cdot d_a = A_{sa} \cdot f_{yd} \cdot d_a \quad l_a \cong \frac{a - a'}{4} + c_a \quad c_a = \min(0.2d_a, a'/4)$$

La resistenza al carico verticale del plinto associata allo **snervamento a trazione delle armature** disposte lungo  $a$  al lembo inferiore sarà:

$$P_{rs} = P'_a + 2P_a = P'_a + 2A_{sa} f_{yd} \frac{d_a}{l_a} > P_d$$

Analogamente, considerando la direzione del lato  $b$ , la resistenza al carico verticale del plinto associata allo **snervamento a trazione delle armature** disposte lungo  $b$  al lembo inferiore è:

$$P_{rs} = P'_b + 2P_b = P'_b + 2A_{sb} f_{yd} \frac{d_b}{l_b} > P_d$$



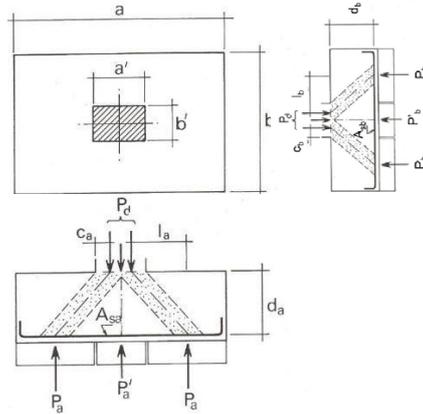
**Valutazione della resistenza dei puntoni** (analizziamo unitamente le due direzioni a e b)

La resistenza al carico verticale del plinto associata allo **schacciamento a compressione dei puntoni di calcestruzzo inclinati** che si sviluppano in direzione a e b è:

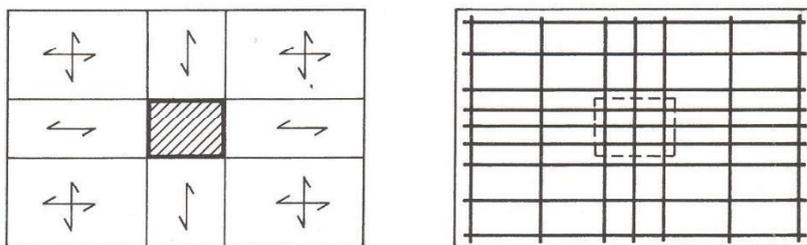
$$P_{rc} \cong P_o + 2 \cdot 0.4 d_a b' f_{cd} \frac{1}{1 + \lambda_a^2} + 2 \cdot 0.4 d_b a' f_{cd} \frac{1}{1 + \lambda_b^2} > P_d$$

$$P_o \cong \frac{a'b'}{ab} P_d$$

dal comportamento ad arco (con  $\lambda_a = \frac{l_a}{d_a}$ ;  $\lambda_b = \frac{l_b}{d_b}$ )

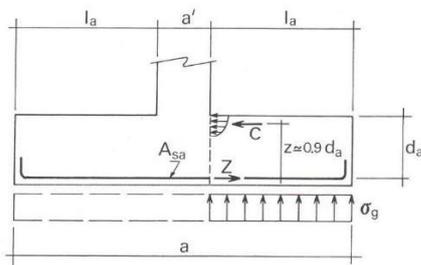


Si dispongono nelle due direzioni le armature  $A_{sa}$  e  $A_{sb}$  come indicato



Nel caso di pressoflessione la portanza dello schema resistente va computata sulla base dell'effettiva risultante delle pressioni su ognuna delle 4 sporgenze del plinto.

Nel caso di **plinto snello** (la sporgenza è superiore all'altezza) è più verosimile interpretare le sporgenze del plinto (rispetto al pilastro) come mensole inflesse e utilizzare le correlazioni delle travi inflesse (v. lezione Flessione semplice) per dimensionare le armature e verificare le sezioni di incastro.



$$\sigma_v = \frac{P_d}{ab}$$

$$M_a = \frac{\sigma_v b l_{aa}^2}{2}$$

$$M_b = \frac{\sigma_v a l_{bb}^2}{2}$$

$$A_{sa} \geq \frac{M_a}{f_{yd} 0.9 d_a} \quad l_{aa} = \frac{a - a'}{2}$$

$$A_{sb} \geq \frac{M_b}{f_{yd} 0.9 d_b} \quad l_{bb} = \frac{b - b'}{2}$$

**TRAVE A MENSOLA CON CARICO DISTRIBUITO**

$M_a = q l_{aa}^2 / 2$ , con  $q = \sigma_v b$   
 $M_b = q l_{bb}^2 / 2$ , con  $q = \sigma_v a$

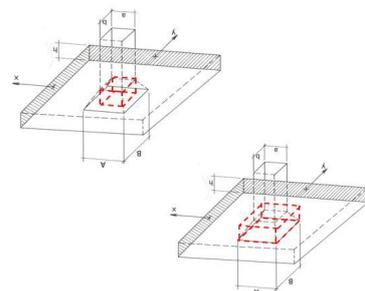
$M_{Rda} = f_{yd} A_{sa} \cdot z = f_{yd} A_{sa} \cdot 0.9d \geq M_a$   
 $M_{Rdb} = f_{yd} A_{sb} \cdot z = f_{yd} A_{sb} \cdot 0.9d \geq M_b$

Nel caso di **plinto snello**, è necessario anche eseguire le **verifiche a punzonamento** (v. lezione Problemi particolari nelle travi inflesse),

- Verifica lungo il **perimetro d'appoggio** ( $u_0 = 2a + 2b$ ) con resistenza basata sul **meccanismo ad arco**

$$R_{Rc} = 0.4 d u_0 f_{cd} \frac{1}{1 + \lambda^2} > P_d - P_0$$

$$\lambda = \text{ctg } \vartheta \approx 1.5 \quad (\text{cioè } \vartheta \approx 34^\circ)$$

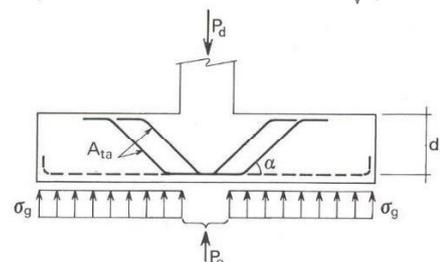


- Verifica lungo il **perimetro critico** ( $u = 2a + 2b + 3\pi r$ )

$$R_{Rd} = 0.25 d u f_{ctd} \kappa (1 + 50 \rho_s) > P_d - P_0$$

Se necessarie si introducono, per ciascuna direzione, anche apposite armature trasversali aggiuntive, costituite da **due ordini di ferri piegati** (come indicato in figura). La resistenza aggiuntiva al carico verticale data da queste armature è valutata come:

$$R'_{Rd} = 2(A_{ta} + A_{tb}) f_{yd} \sin \alpha$$



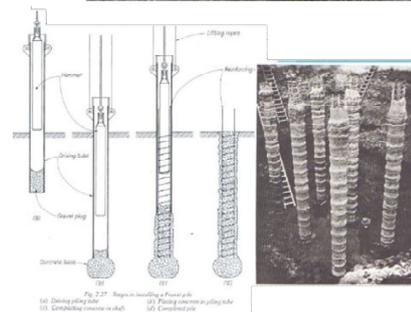
Per plinti tozzi verificati con schema a tiranti e puntoni la verifica a punzonamento è implicitamente compresa nelle formule già presentate.

## FONDAZIONI SU PALI

Quando gli strati superficiali di terreno hanno inadeguata resistenza, si devono adottare *fondazioni indirette*, che attraverso *pali*, riportano le azioni negli strati più profondi.

Si hanno pali di due tipi, principalmente:

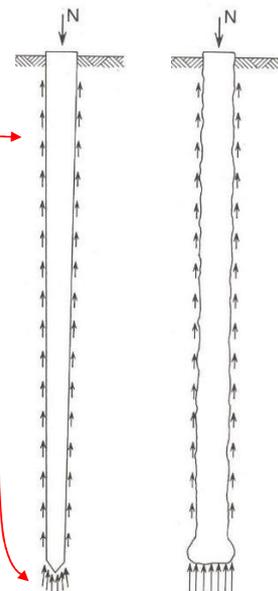
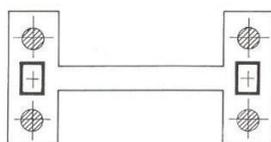
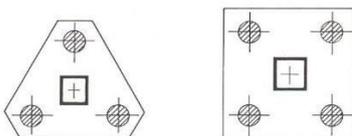
- **Pali battuti (a spostamento):** pali prefabbricati in calcestruzzo che vengono infissi mediante apposita macchina battipalo. L'infissione nel terreno provoca un addensamento dello stesso nell'intorno del palo. Dalla forza per l'infissione e la relativa penetrazione è possibile valutare l'effettiva portanza.
- **Pali trivellati (ad asportazione):** realizzati mediante infissione di una camicia metallica e successiva asportazione del terreno dal suo interno. Si posiziona poi l'armatura e esegue il getto mentre si estrae la camicia. La realizzazione di questo tipo di pali provoca in genere una decompressione del terreno dell'intorno del palo.



La capacità portante dei pali è fornita da due contributi:

- **Attrito laterale**
- **Resistenza di punta**

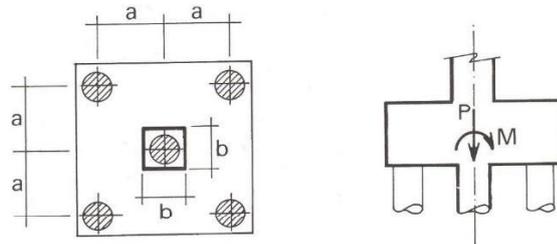
Normalmente i pali sono impiegati in gruppi per sostenere plinti



La distribuzione delle forze sui pali di un elemento di fondazione può essere calcolata, trascurando la deformabilità del plinto, utilizzando formule analoghe a quelle della pressoflessione:

$$N = \frac{P}{A^*} + \frac{M}{I^*} a$$

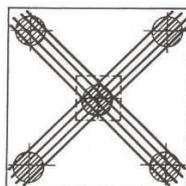
Nell'esempio:  $A^* = 5$  e  $I^* = 4a^2$



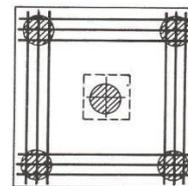
La verifica del plinto si conduce poi sugli stessi schemi resistenti visti in precedenza, tenendo conto che la reazione non è uniforme su tutta la base del plinto ma puntuale (in corrispondenza dei pali).

Nell'esempio, posso disporre l'armatura longitudinale del plinto in due modi:

- **Diagonali**



- **Perimetrali**



• **CASO armature diagonali**

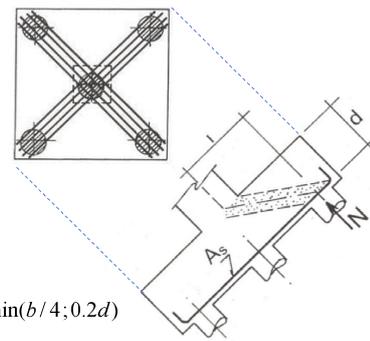
Resistenza associata allo **snervamento a trazione delle armature**

$$N_{rs} = A_s f_{yd} \frac{1}{\lambda}$$

Resistenza associata allo **schacciamento a compressione dei puntoni di calcestruzzo inclinati**

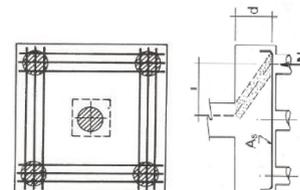
$$N_{rc} = 0.4db^* f_{cd} \frac{1}{1 + \lambda^2} \quad \lambda = l/d \quad \text{con } l \approx \sqrt{2}(a - b/2 + c) \quad \text{e } c = \min(b/4; 0.2d)$$

$$b^* \approx \sqrt{2}b$$



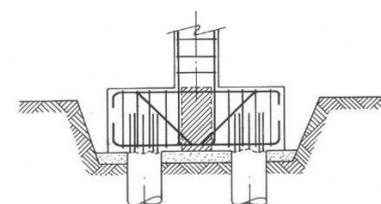
• **CASO armature perimetrali**

$$N_{rs} = \sqrt{2} A_s f_{yd} \frac{1}{\lambda}$$



• **Armature trasversali aggiuntive**

Eventuali ferri piegati aggiuntivi vengono dimensionati con formule analoghe a quelle viste in precedenza



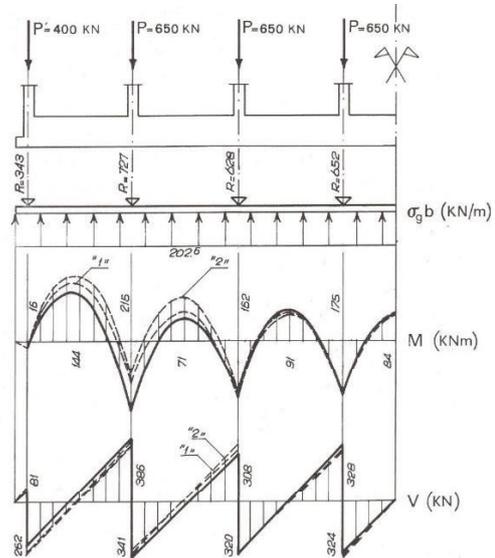
## FONDAZIONI A TRAVI ROVESCE

Per l'analisi delle sollecitazioni nelle travi rovesce di fondazione è necessario tener conto della effettiva **deformabilità del terreno**. Questo non è così agevole e quindi, frequentemente, soprattutto in fase di pre-dimensionamento si fa riferimento a modelli semplificati basati sull'**ipotesi di suolo rigido**, che permette di considerare costante (o costante a tratti) la reazione del terreno.

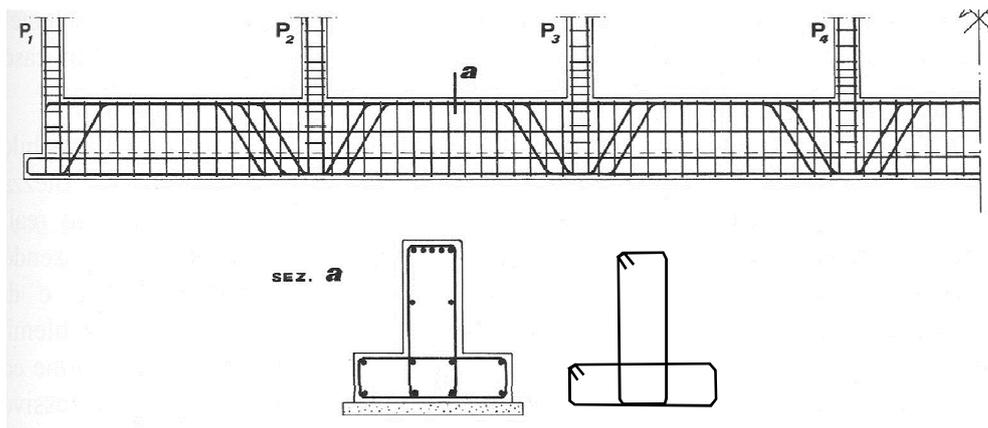
Questa ipotesi comporta apprezzabili errori, ma accettabili in sede di pre-dimensionamento.

Una volta ricavati i diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione si procede al dimensionamento delle armature ed alle verifiche di resistenza come per le travi in calcestruzzo armato della struttura d'elevazione.

ATT! I diagrammi del momento e del taglio sono rovesciati rispetto a quelli delle travi d'elevazione



Tipica sezione di una trave rovescia di fondazione è la sezione a «T» rovescio.



Relativamente alla sezione in c.a.:

- la larghezza alla base è determinata sulla base dalle caratteristiche di portanza del terreno;
- l'altezza è determinata sulla base del taglio.

Relativamente alle armature, riconosciamo:

- armature longitudinali al lembo inferiore (dimensionate sulla base dei momenti positivi);
- armature longitudinali al lembo superiore (dimensionate sulla base dei momenti negativi);
- armature longitudinali intermedie (con funzione di reggistaffa);
- armature trasversali (staffe) + eventuali armature piegate (dimensionate sulla base del taglio).



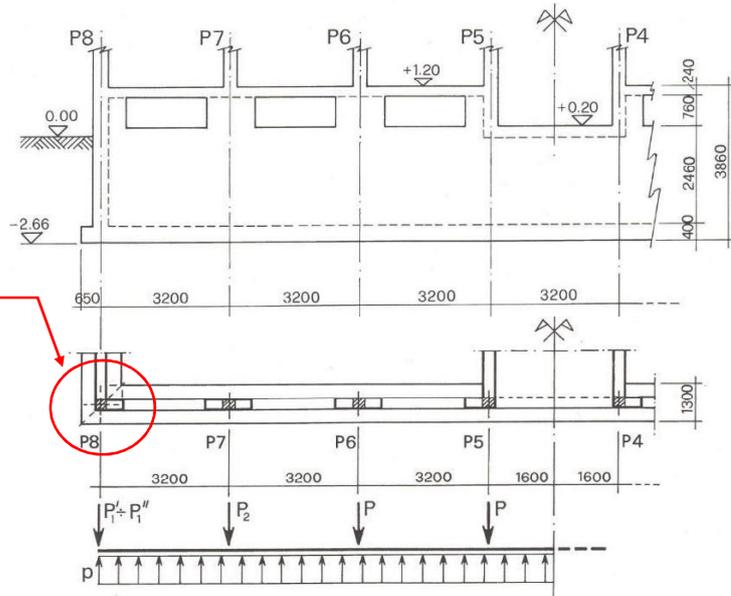
## TRAVI PARETE DI FONDAZIONE

In fase di pre-dimensionamento, le travi parete possono anche essere trattate come travi rovesce.

Trattandosi però di **travi molto tozze**, è più verosimile adottare modelli a puntone e tirante (*strut-and-tie*).

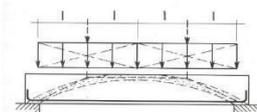
In corrispondenza delle intersezioni d'angolo è necessario stimare la quota di carico che va a gravare su una parete e su quella ad essa ortogonale.

Per semplicità si può procedere calcolando la quota parte che va su ogni parete ortogonale facendo in modo che la pressione sul terreno nei punti di intersezione sia uguale nelle due travi adiacenti.

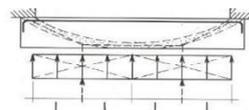


### Schema a tiranti e puntoni

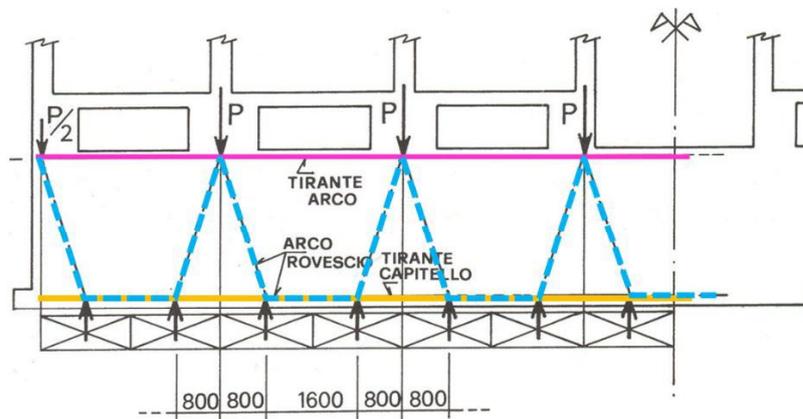
In analogia a quanto già visto per le travi tozze....



...rovesciando lo schema si ottiene:



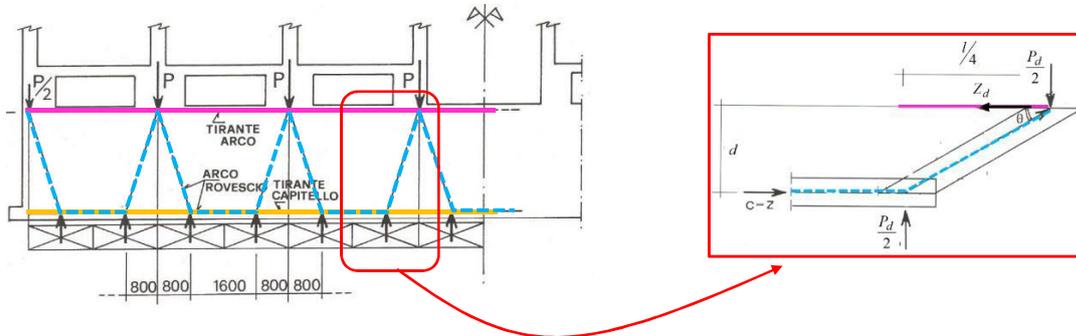
Nella figura sottostante, si evidenzia lo schema resistente "strut-and-tie" che si attiva nella trave parete, dove si può anche evidenziare un "arco rovescio".



La sollecitazione nel **tirante dell'arco** (*armature superiori*) si ricava scrivendo l'equilibrio alla rotazione:

$$Z_d \cdot d = \frac{P_d l}{2 \cdot 4}$$

$$Z_d = \frac{P_d l}{2 \cdot 4 d}$$



L'area di armatura necessaria per il tirante è:

$$A_s = \frac{Z_d}{f_{yd}}$$

Per tener conto della continuità della trave, si dispone la stessa quantità di armatura anche inferiormente, soprattutto nella **zona capitello**.

## ESEMPIO VERIFICA PLINTO

- Pilastro 40x60 cm<sup>2</sup>, che riporta in fondazione un carico assiale caratteristico pari a 1842.3 kN
- Plinto 280x300x80 cm<sup>3</sup>, corrispondente ad un peso pari a 168 kN
- Verifica geotecnica

che porta ad una pressione:

$$\sigma_g = \frac{2010900}{3000 \times 2800} = 0,239 \text{ N/mm}^2$$

Il valore di calcolo dell'azione diventa

$$\sigma_d = \gamma_F \sigma_g = 1,2 \times 0,239 = 0,287 \text{ N/mm}^2$$

Si suppone un terreno ghiaioso compatto con  $c=0$ ,  $\phi=35^\circ$  e con  $g=18 \text{ kN/m}^3$ . Si valuta così la resistenza, per una profondità  $h=0,80 \text{ m}$  di scavo parziale con

$$r_v = s_q N_q g h + s_g N_g g b / 2 \longrightarrow \begin{aligned} & - 1,522 \times 16,91 \times 18 \times 0,80 / 1000 = 0,371 \text{ N/mm}^2 \\ & - 0,627 \times 20,06 \times 18 \times 2,80 / 2000 = 0,317 \text{ "} \\ & r_v = 0,688 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

dove il parametro di resistenza ha il valore di calcolo

$$\text{tg}\phi / \gamma_\phi = 0,70 / 1,25 = 0,56$$

$$N_q = 16,91 \quad N_g = 20,06$$

$$s_q = 1 + (b/a) \text{tg}\phi = 1,522$$

$$s_g = 1 - 0,4 b/a = 0,627$$

Con il coefficiente di modello  $\gamma_R=1,8$  il valore di calcolo diventa

$$r_v = 0,688 / 1,8 = 0,382 \text{ N/mm}^2 \quad (> \sigma_d)$$

per cui la verifica resta soddisfatta.

• **Dimensionamento armature e verifica strutturale**

Per il dimensionamento delle armature, con  $f_{yd}=391 \text{ N/mm}^2$  e  $\gamma_F \approx 1,43$ , si hanno i seguenti valori.

- Direzione a (a=300 cm, a'=60 cm, d<sub>a</sub>=75 cm)

$$c_a = 60/4 = 15 \text{ cm} \quad (= 0,2 \times 75)$$

$$l_a = \frac{300 - 60}{4} + 15 = 75 \text{ cm}$$

$$\lambda_a = 75/75 = 1,000$$

$$2P_a = \frac{300 - 60}{300} \cdot 1842,9 = 1474 \text{ kN}$$

$$A_{sa} \geq \frac{1474 \times 1,000}{2 \times 39,1} \cdot 1,43 = 26,95 \text{ cm}^2$$

si scelgono **10φ20 con A<sub>sa</sub>=31,42 cm<sup>2</sup>.**

- Direzione b (a=280 cm, b'=40 cm, d<sub>b</sub>=73 cm)

$$c_b = 40/4 = 10 \text{ cm} \quad (< 0,2 \times 73)$$

$$l_b = \frac{280 - 40}{4} + 10 = 70 \text{ cm}$$

$$\lambda_b = 70/73 = 0,959$$

$$2P_b = \frac{280 - 40}{280} \cdot 1842,9 = 1580 \text{ kN}$$

$$A_{sb} \geq \frac{1580 \times 0,959}{2 \times 39,1} \cdot 1,43 = 27,71 \text{ cm}^2$$

si scelgono **10φ20 con A<sub>sb</sub>=31,42 cm<sup>2</sup>.**

- Portanza calcestruzzo (f<sub>cd</sub>=14,2 MPa)

$$\frac{P - P_0}{P} = 1 - \frac{60 \times 40}{300 \times 280} = 0,971$$

$$(1 + \lambda_a^2) = 1 + 1,000^2 = 2,000$$

$$(1 + \lambda_b^2) = 1 + 0,959^2 = 1,920$$

$$P_{rc} = 2 \times 0,4 \times d_a b' f_{cd} / (1 + \lambda_a^2) + 2 \times 0,4 d_b a' f_{cd} / (1 + \lambda_b^2) =$$

$$= 0,8 \times 75 \times 40 \times 1,42 / 2,000 + 0,8 \times 73 \times 60 \times 1,42 / 1,920 =$$

$$= 1704 + 2591 = 4295 \text{ kN}$$

Il valore di calcolo del carico agente è

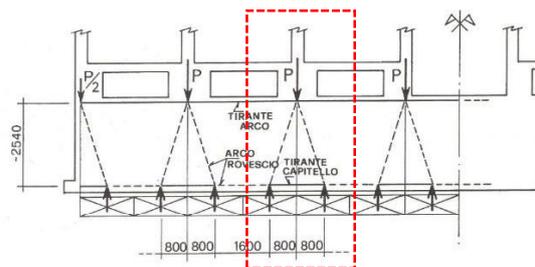
$$P'_d = 0,971 \times 1842,9 \times 1,43 = 2559 \text{ kN} \quad (< P_{rc})$$

Da notare che il peso proprio del plinto non entra in gioco nelle sue verifiche di resistenza in quanto, equilibrato punto per punto dalla corrispondente reazione del terreno, non provoca sollecitazioni nel plinto stesso.

**ESEMPIO VERIFICA TRAVE PARETE DI FONDAZIONE**

In riferimento ad una porzione di larghezza 3.2 m a cavallo di un pilastro:

- Carico trasmesso da un pilastro d'elevazione: 623.7 kN
- Peso della parete di spessore 30 cm: 91 kN



• **Verifica geotecnica**

Si ha quindi, per una larghezza d'appoggio pari a 1,30 m valore medio approssimato della pressione caratteristica sul terreno

$$\sigma_g = \frac{714,7}{1,30 \times 3200} = 0,172 \text{ N/mm}^2$$

con un valore di calcolo

$$\sigma_d = \gamma_F \sigma_g = 1,2 \times 0,172 = 0,206 \text{ N/mm}^2$$

da confrontarsi con la resistenza del terreno (b << a):

$$- 16,91 \times 18 \times 0,80 / 1000 = 0,244 \text{ "}$$

$$- 20,06 \times 18 \times 1,30 / 2000 = 0,235 \text{ "}$$

$$r_v = 0,479 \text{ N/mm}^2$$

Per la verifica

$$r_{vd} = r_v / \gamma_R = 0,479 / 1,8 = 0,266 \quad (> \sigma_d)$$

- Dimensionamento armature

l'equilibrio con la reazione distribuita del terreno può essere salvato tramite una forza nel tirante dell'arco pari a:

$$Z \cong \frac{80}{254} \frac{P}{2} = 98,2 \text{ kN}$$

Assegnando tale forza anche al tirante del capitello rovescio lungo il corrente inferiore, si raddoppia la resistenza garantendo in più la continuità flessionale del muro. Ciò porta, con  $f_{yd}=391 \text{ N/mm}^2$  e  $\gamma_F \cong 1,43$ , ad una doppia armatura longitudinale almeno pari a:

$$A_s = A'_s = \frac{1,43 \times 98,2}{39,1} = 3,59 \text{ cm}^2$$

Si scelgono  $4\phi 12$  per effettivi  $4,52 \text{ cm}^2$ .

## SETTI DI CONTROVENTO

La tipologia strutturale più diffusa per gli edifici civili multipiano in calcestruzzo armato è quella con solai ad orditura unidirezionale (semi prefabbricati o gettati in opera), telai di travi e pilastri disposti nella direzione ortogonale alla direzione dei solai (gettati in opera o prefabbricati) ed elementi di controvento (normalmente gettati in opera).

Gli elementi di controvento hanno principalmente il compito di resistere alle azioni orizzontali quali:



Gli effetti delle eccitazioni orizzontali dovute a vento o sisma vengono in genere considerati facendo riferimento a forze statiche convenzionali.

Le sollecitazioni che competono ad ogni singolo elemento di controvento sono proporzionali alla sua rigidezza flessionale e tagliante ed alla sua posizione rispetto al baricentro delle rigidzze. Dalle forze agenti si calcolano le sollecitazioni negli elementi, in termini di flessione, taglio e azione assiale.

Si procede quindi al dimensionamento delle armature procedendo come per gli elementi soggetti a flessione composta e taglio. Siccome le armature sono distribuite su più livelli, bisogna tenerne conto in sede di dimensionamento e verifica.

Le Norme Tecniche forniscono, comunque, delle armature minime che devono essere rispettate per controllare la fessurazione.

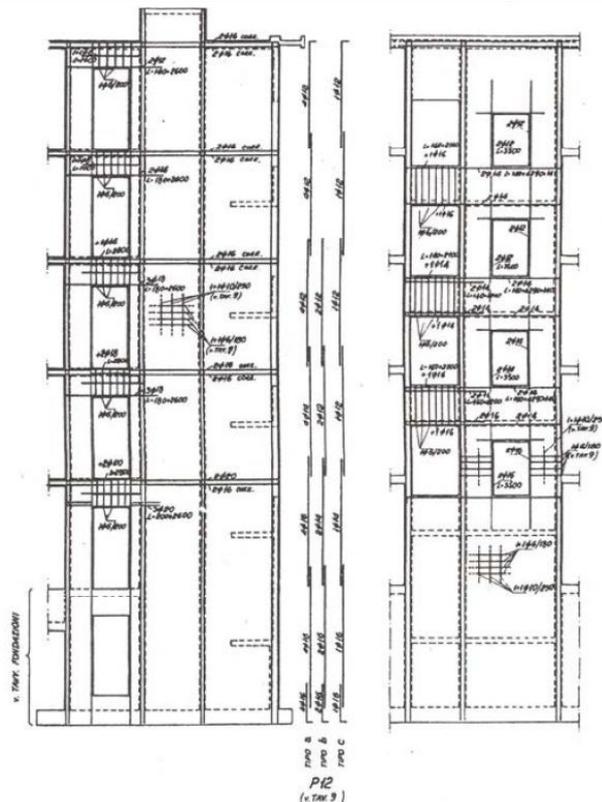
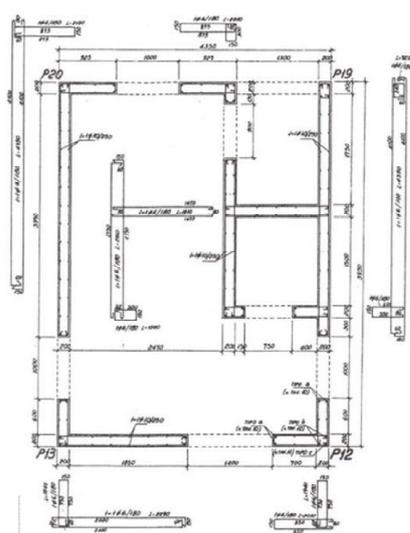
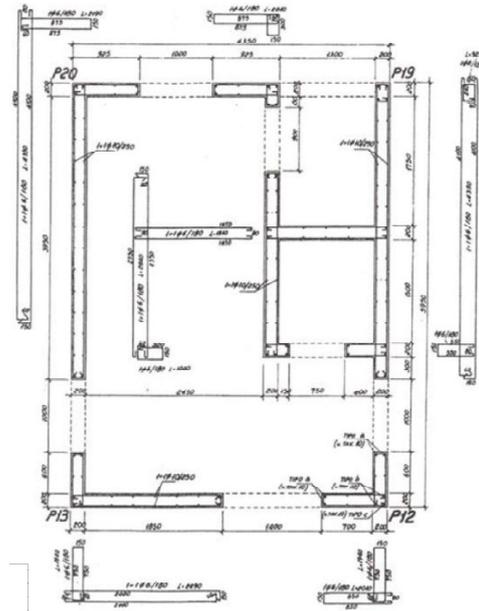
Es. di disposizione armature in un nucleo scala-ascensore in calcestruzzo armato.

Armature minime diffuse  
 $a_s = 0.002t \quad a_h = 0.002t$

Armature minime in zona critica  
 (zone soggette alle sollecitazioni massime  
 In regime sismico)

circa il 20% della lunghezza della parete  
 $0.01t \leq a_s \leq 0.04t$

Armature orizzontali (zona critica)  
 passo  $\leq 8\phi_v$  ( $< 100$  mm)  
 Altreve - passo  $\leq 12\phi_v$  ( $< 250$  mm)



## SCALE

### Es. di disposizione scale con gradini a sbalzo in c.a.

#### Dall'analisi dei carichi

- struttura c.a.	$25 \times (0,23 + 0,06)/2 \cong$	$3,60 \text{ kN/m}^2$
- intonaco	$1,1 \times 0,02 \times 20 =$	$0,44 \text{ ''}$
- sottofondo	$1,6 \times 0,04 \times 20 =$	$1,28 \text{ ''}$
- pavimento e alzate	$1,7 \times 0,40 =$	$0,68 \text{ ''}$
totali permanenti		$= 6,00 \text{ kN/m}^2$
- accidentali		$= 4,00 \text{ ''}$
totali distribuiti		$= 10,00 \text{ kN/m}^2$
Parapetto in ringhiera metallica		$= 0,60 \text{ kN/m}$

La componente flettente  $p_n$  normale alla piastra si ottiene con:

$$\cos \alpha = \frac{30,0}{34,5} = 0,87$$

e pertanto, stimato per la mensola un oggetto di calcolo pari a:

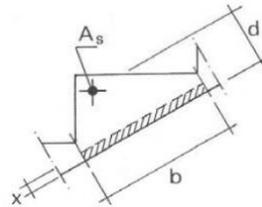
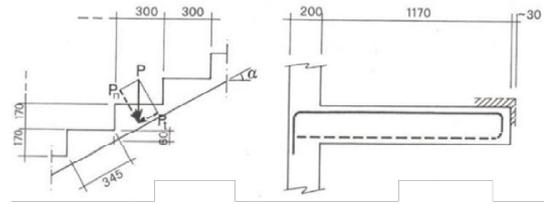
$$l \cong 1,05 \times 1,20 = 1,26 \text{ m}$$

si ottiene per un singolo gradino il seguente momento d'incastro:

$$10,00 \times 1,26^2/2 = 7,94$$

$$0,60 \times 1,26 = 0,76$$

$$M_{EK} = 8,70 \times 0,30 \times 0,87 = 2,27 \text{ kNm}$$



Limitandosi ad una verifica di resistenza flessionale si ha

$$M_{Ed} = \gamma_F M_{EK} = 1,43 \times 2270 = 3246 \text{ Nm}$$

e, con

$$b = 34,5 \text{ cm} \quad d \cong 14,0 \text{ cm}$$

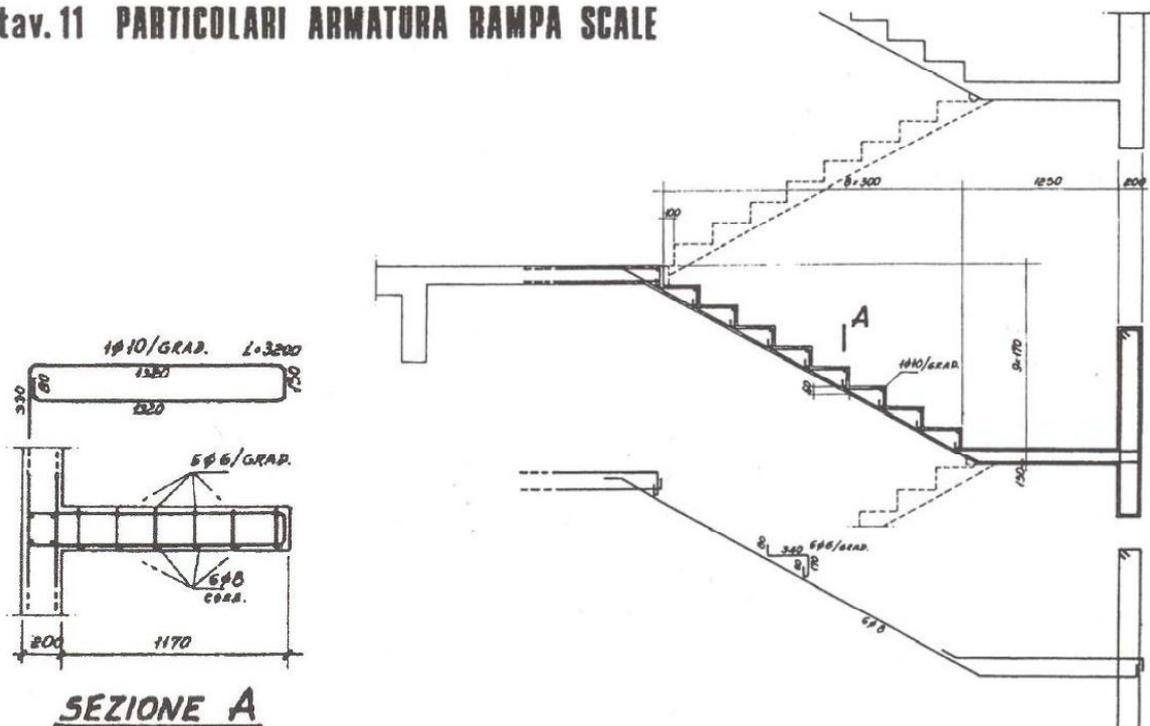
$$A_s = 0,79 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 10/\text{gradino})$$

si ottiene, trascurando l'armatura compressa:

$$z = 0,96 \times 14,0 = 13,4 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = 391 \times 79 \times 0,134 = 4139 \quad (> M_{Ed})$$

## tav. 11 PARTICOLARI ARMATURA RAMPA SCALE



## Bibliografia

- Toniolo G., Di Prisco M., "Cemento Armato – Calcolo agli stati limite", Vol. 2a, terza edizione, Ed. Zanichelli, 2010.
- Park R., Paulay T., "Reinforced Concrete Structures", John Wiley & Sons, New York, 1975.
- Mac Gregor J., "Reinforced Concrete – Mechanics and Design", Prentice Hall, New Jersey, 1988.
- Santarella L., "Prontuario del Cemento Armato", XXXVIII edizione, Ed. Hoepli, Milano.