PILASTRO DI SPINA: *calcolo dei carichi sollecitanti*

In prima istanza è necessario determinare l'azione di compressione sollecitante che agisce sul pilastro ad ogni livello. La tabella sottostante riporta i dati ottenuti. Le formule per la determinazione dei valori sono le seguenti:

$N_{Ed,Ex} = (q_{G1+G2} + q_k) * A_{Inv}$
$N_{Ed,Ey} = (1,3 * q_{G1+G2} + 1,5 * q_k) * A_{Inv}$
C = coefficiente correttivo per la continuità, pari a 1 per i pilastri di bordo, e compreso tra 1,2 e 1,5 per i pilastri di spina.

PILASTRO	$N_{Ed,Ex}$	$N_{Ed,Ey}$	C	A_{Inv}	$N_{Ed,Ex}$	$N_{Ed,Ey}$	N_{Ed}
ID ELEMENTO della ATENA	kN/m²	kN/m²	-	m²	kN	kN	kN
Livello Copertura	0,40	0,7	1,5	41,13	246,78	431,87	431,87
Livello 3°	0,40	0,7	1,5	41,13	460,95	794,11	1032,45
Livello 2°	0,40	0,7	1,5	41,13	448,90	1243,00	1616,74
Livello 1°	0,40	0,7	1,5	41,13	448,90	1691,90	2200,17
Livello Terra	0,40	0,7	1,5	41,13	554,98	2246,88	2920,94

Dimensionamento delle sezioni

Una volta noti i valori delle azioni sollecitanti N_{Ed} e delle resistenze di progetto ($0,8 * f_{cd}$) è possibile effettuare un predimensionamento del conglomerato. In prima ipotesi si trascura il contributo dell'acciaio di armatura ed il peso proprio del pilastro, pertanto:

$A_{C,min} = N_{Ed}/0,8 * f_{cd}$

Nella tabella di seguito riportata, il *lato a* del pilastro è il lato posto come fissa, per esigenze progettuali. Il *lato b** è, invece, quello ottenuto dividendo semplicemente l'area per il *lato a*. Il *lato b*, infine, è quello assunto come effettivo sulla base del *lato b**, ricordando che i pilastri hanno dimensioni multiple di 5 e mai inferiori ai 20 e 25 cm.

PILASTRO C2	N_{Ed}	f_{cd}	$f_{cd} * 0,8$	$A_{C,min}$	Lato a	Lato b*	Lato b
DIMENSIONAMENTO della SEZIONE	kN	MPa		cm²	cm	cm	cm
Livello Copertura	431,87	12,7	10,1	427	20	21	25
Livello 3°	1032,45	12,7	10,1	859	25	34	35
Livello 2°	1616,74	12,7	10,1	1345	25	53	50
Livello 1°	2200,17	12,7	10,1	1777	25	71	70
Livello Terra	2920,94	12,7	10,1	2362	40	59	60

Dimensionamento delle armature

La Normativa definisce dei criteri di dimensionamento sia per l'armatura longitudinale che per la staffatura. Per quanto riguarda l'armatura longitudinale, bisogna verificare che:

$A_s \geq 0,1 * N_{Ed}/f_{yd}$
$A_s \geq 0,003 * A_C$
$A_s \leq 0,04 * A_C$

Anche nel caso dei pilastri, come per le travi, le barre verticali non devono distare tra loro più di 30 cm. Per quanto riguarda la staffatura, invece, le verifiche da effettuare sono le seguenti:

$s \leq 12 * \emptyset_{longmin}$
$s \leq 25$ cm
$\emptyset \geq \emptyset_{staffa}$
$\emptyset \geq \emptyset_{longmax}/4$
$\emptyset \geq 6$ mm

La tabella sotto riportata mostra i valori ottenuti e le scelte effettuate.

PILASTRO C2	N_{Ed}	A_s	A_s	A_s	A_s	A_s	-	A_s	-	A_s	A_{staffa}
DIMENSIONAMENTO ALLA LONGITUDINE	kN	kN/m²	m²	cm²	cm²	cm²		cm²		cm²	ø
Livello Copertura	431,87	85	0,0	217,4	0,0	0,0	-	252,4	-	200	2 Ø12
Livello 3°	1032,45	85	0,1	373,1	0,0	0,0	-	252,4	-	200	2 Ø12
Livello 2°	1616,74	85	0,2	584,0	0,0	0,0	-	252,4	-	200	2 Ø12
Livello 1°	2200,17	85	0,3	795,0	0,0	0,0	-	252,4	-	200	2 Ø12
Livello Terra	2920,94	85	0,4	1056	0,0	0,0	-	252,4	-	200	2 Ø12

Si ricorda, infine, che in zona sismica è indispensabile infittire le staffe in prossimità dei nodi trave-pilastro, eventualmente dimezzando il passo delle stesse per un'altezza di 50 cm al di sopra e al di sotto dell'impalcato.

Verifica di resistenza

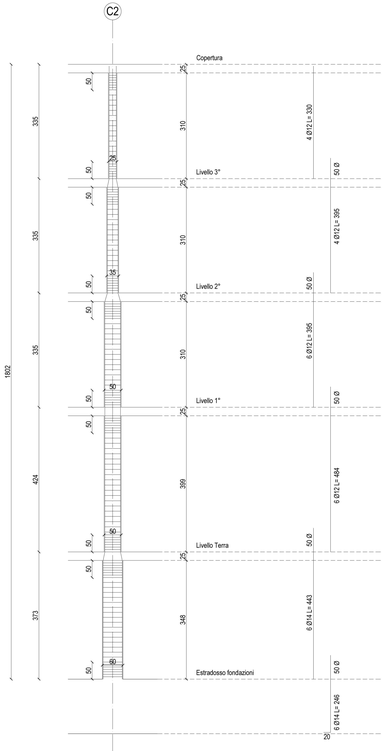
A questo punto, nota N_{Ed} (compreso il peso proprio del pilastro), A_C e ipotizzata A_P, la verifica può essere eseguita con la seguente formula:

$N_{Rd} = 0,8 * f_{cd} * A_C + f_{yd} * A_s \geq N_{Ed}$

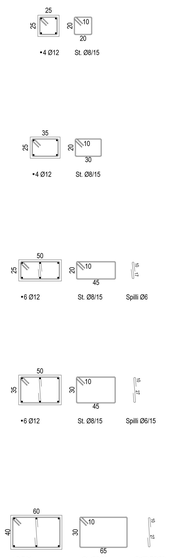
Dove A_C è, in questo caso, data dall'area del pilastro alla quale viene sottratta l'area dei ferri. La tabella sottostante riporta i risultati ottenuti.

PILASTRO C2	N_{Ed}	$f_{cd} * 0,8$	f_{yd}	A_s	A_C	N_{Rd}	-	N_{Rd}
VERIFICA di RESISTENZA	kN	MPa	MPa	cm²	cm²	kN		kN
Livello Copertura	431,87	10,1	391	252,4	41048	415,1	>	431,87
Livello 3°	1032,45	10,1	391	252,4	41048	1000,1	>	1032,45
Livello 2°	1616,74	10,1	391	252,4	41048	1585,1	>	1616,74
Livello 1°	2200,17	10,1	391	252,4	41048	2170,1	>	2200,17
Livello Terra	2920,94	10,1	391	252,4	41048	2840,1	>	2920,94

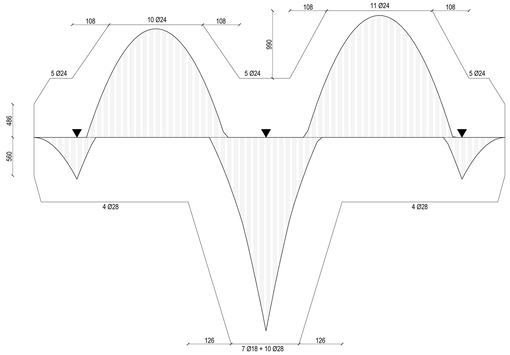
ARMATURA PILASTRO - SCALA 1:50



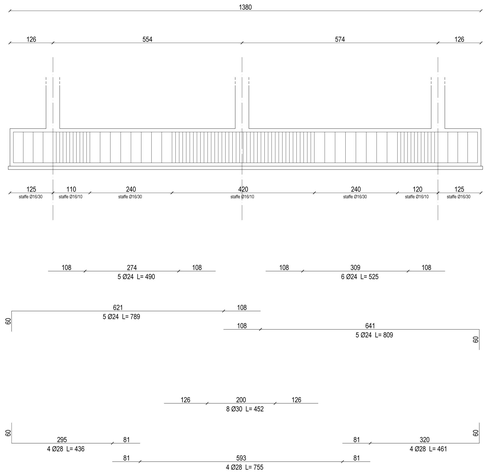
SEZIONI PILASTRO - SCALA 1:20



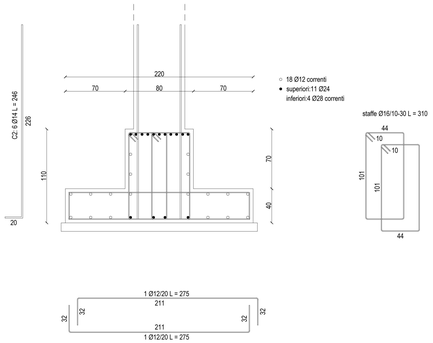
INVILUPPO MOMENTI SOLLECITANTI, MOMENTO RESISTENTE - SCALA 1:50



ARMATURA TRAVE DI FONDAZIONE - SCALA 1:50



SEZIONE TRAVE DI FONDAZIONE - SCALA 1:20



TRAVE DI FONDAZIONE: *dimensionamento*

Nel presente progetto si sceglie di ordire le travi di fondazione trasversalmente all'edificio. Il dimensionamento avviene sulla base dei carichi portati dai pilastri C1, C2 e C3. Noti, infatti, i valori delle azioni sollecitanti dovute agli stessi, nonché le tensioni "ammissibili" sul terreno ($\sigma_{Rd,terr}$ = 300 kN/m²), si ipotizza che il peso proprio della trave sia pari al 10% del carico verticale e, pertanto, l'area di base della trave è pari a:

$A_{cont} = B * L \geq (1,1 * N_{Ed,pil})/\sigma_{Rd,terr}$

Di seguito si riportano le azioni sollecitanti al livello delle fondazioni portate dai pilastri analizzati:

Pilastro C1 N_{Ed1} = 2570 kN
Pilastro C2 N_{Ed2} = 2990 kN
Pilastro C3 N_{Ed3} = 2620 kN
Azione TOT $N_{Ed1} + N_{Ed2} + N_{Ed3}$ = 2570 + 2990 + 2620 =8180 kN

Si procede con il dimensionamento della trave:

$P_{Ed} = N_{Ed} + 10\% N_{Ed} = N_{Ed} * 1,1$ = 8180 * 1,1 = 8998 kN = 9000 kN
$B * L \geq P_{Ed}/\sigma_{Rd,terr} \geq 9000/300 \geq 30$ m²

La lunghezza della trave è un dato noto, dal momento che viene determinate sulla base della pianta speculare, in modo da eccedere di circa un metro la posizione dei pilastri agli estremi.

L = 13,80 m

A questo punto si è in grado di determinare B, ovvero la larghezza alla base della trave di fondazione:

$B \geq P_{Ed}/\sigma_{Rd,terr} * L \geq 2,17$ m = 2,2 m

Il pilastro arriva, a livello delle fondazioni, con la sua dimensione massima pari a 40 cm, sulla cui base si determina l'asse *a1* della sommità della fondazione (più grande di 10 cm per lato). Avendo già determinato la larghezza di base B, è possibile ricavare la larghezza delle due ali laterali (*a*), ovvero:

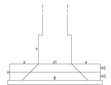
(B - a1)/2 = 70 cm

valore assunto anche per l'altezza *h* della sommità della fondazione. L'altezza della base *H* si determina, infine, sapendo che:

H = a/2 = 35 cm ≈ 40 cm

Da ultimo, si verifica il non superamento delle tensioni ammissibili del terreno, sapendo che, in questo caso:

$P_{Ed} = N_{Ed1} + N_{Ed2} + N_{Ed3} + 1,3 * peso_{sopraccielo} * L * A_{inv}$ = 2570 + 2990 + 2620 + 1,3 * 25 * 13,80 * (0,8 * 0,7 + 0,4 * 2,2) = 8826 kN
$\sigma_{Ed,terr} = P_{Ed}/(B * L)$ = 8826/(2,2 * 13,8) = 291 < $\sigma_{Rd,terr\ adm}$



Verifica a punzonamento

In corrispondenza dei pilastri o di carichi concentrati, si verificherà la lastra al punzonamento allo stato limite ultimo. In mancanza di un'apposita armatura, la forza resistente al punzonamento è assunta pari a:

$F = 0,5 * u * H * f_{ctd}$

dove *H* è lo spessore della lastra; *u* è il perimetro al contorno ottenuto dal contorno effettivo mediante una ripartizione a 45° fino al piano medio della lastra; f_{ctd} è il valore di calcolo della resistenza a trazione ($f_{ctk}/1,5$).
Nel caso in cui si disponga una apposita armatura, l'intero sforzo allo stato limite ultimo dovrà essere affidato all'armatura considerata lavorante alla sua resistenza di calcolo. Dall'azione sollecitante, infine, può sempre essere detratta la pressione sul terreno moltiplicata per l'area di base del cono di punzonamento.

$F_{rd} = N_{Ed\ cut} - \sigma_{Rd,terr} * (a1 + 2 * H) * L$ = 8180 - 291 * (0,8 + 2 * 0,4) * 13,80 = 1755 kN
$f_{ctk} = 0,7 * (0,3 * f_{ck}^{2/3})$ = 1,94 MPa
$f_{ctd} = f_{ctk}/1,5$ = 1,29 MPa = 1290 kN/m²
$P_{Rd} = 0,5 * (2 * (a1 + 2 * H/2 + L)) * H * f_{ctd}$ = 0,5 * (2 * (0,8 + 2 * 0,2 + 13,8)) * 0,4 * 1290 = 7740 Kn > F_{Ed}

Calcolo dei carichi sollecitanti e delle azioni interne

Nel caso della trave di fondazione, il carico distribuito agente sulla stessa si determina con la seguente formula:

$p_{Ed} = B * \sigma_{Ed} - 1,3 * peso_{proprio\ cls} * A_{inv}$ = 2,2 * 291 - 1,3 * 25 * (0,8 * 0,7 + 2,2 * 0,4) = 593,4 kN/m

Progettazione delle armature longitudinali

Grazie ai momenti determinati tramite il programma GELFI, è possibile determinare i ferri necessari con la nota formula:

$A_s = M_{Ed}/(0,9 * d * f_{yd})$

CAMPATA 1 M_{Ed} = 1591 kNm
10 Ø24 $A_s = 1591 * 10^6/(0,9 * 1040 * 391) = 43,5$ cm²

CAMPATA 2 M_{Ed} = 1787 kNm
11 Ø24 $A_s = 1787 * 10^6/(0,9 * 1040 * 391) = 48,8$ cm²

APPOGGIO A M_{Ed} = 612 kNm
4 Ø28 $A_s = 612 * 10^6/(0,9 * 1040 * 391) = 16,7$ cm²

APPOGGIO B M_{Ed} = 2835 kNm
4 Ø28 + 8 Ø30 $A_s = 2835 * 10^6/(0,9 * 1040 * 391) = 77,5$ cm²

APPOGGIO C M_{Ed} = 612 kNm
4 Ø28 $A_s = 612 * 10^6/(0,9 * 1040 * 391) = 16,7$ cm²

Preliminarmente, si ipotizza un'armatura corrente, con funzione anche di reggistaffe, da disporre lungo l'intero sviluppo della trave, tenendo conto che la distanza tra due barre d'armatura successive non deve eccedere i 30, 35 cm. Successivamente, si dispongono le armature aggiuntive per le sezioni nelle quali il momento sollecitante eccede quello resistente. Viene, inoltre, riportato il calcolo dei ferri necessari a coprire il momento trasversale:

$M_{Ed} = (p_{Ed}/B) * a2/2$ = (593/2,2) * 0,72/2 = 66 kNm/m
$A_s = 66 * 10^6/(0,9 * 350 * 391) = 5,36$ cm² 1 Ø12/20

Progettazione e verifica delle armature a taglio

Anche per la trave di fondazione, è necessario verificare inizialmente che la sezione di calcestruzzo soddisfi la verifica di resistenza per il taglio massimo con la formula:

$V_{Rcd} = f_{cd}/4 * B * 0,9 * d \geq V_{Ed,max}$

Ricordando la generica formula per il taglio T = (p * l)/2 si ottiene:

$V_{Ed,max} = T_{max} * (p_{Ed} * l/2)$ = 2626 - (593,4 * 0,30/2) = 2537 kN

dove T_{max} è il valore massimo del taglio restituito dal programma GELFI e l è la lunghezza dell'appoggio.

V_{Rcd} = 15900/4 * 0,8 * 0,9 * 1,04 = 2977 kN ≥ $V_{Ed,max}$

Successivamente, ipotizzato un diametro minimo delle staffe, si calcola il valore del taglio resistente V_{Rsd} con il passo massimo previsto dalla normativa.

Passo staffe s = min (30 cm; 0,8 * d)
$V_{Rsd,min} = f_{yd} * A_{sw}/s * 0,9 * d$

Nel caso in esame, il passo delle staffe corrisponde a:

s = min (30; 0,8*104) =30 cm

pertanto, la scelta delle staffe ricade su Ø16/30 cm, a 4 bracci.

$V_{Rsd,min}$ = 391 * 4 * 201/300 * 0,9 * 1040/1000 = 981 kN

Con tale armature a taglio (corrispondente al minimo previsto dalla Normativa) si armano le sezioni per le quali $V_{Ed} \leq V_{Rsd,min}$ (ovvero le campate). Nei tratti di trave in cui $V_{Ed} > V_{Rsd,min}$ (ovvero in corrispondenza degli appoggi) si dispone la necessaria armatura a taglio, cercando di garantire, per quanto possibile, uniformità nella scelta dei diametri.
L'infittimento delle staffe viene, in questo caso, determinato sulla base del taglio sollecitante massimo, in corrispondenza dell'appoggio B. La verifica, avviene tramite l'utilizzo di staffe Ø16/10 cm.

V_{Rsd} = 391 * 4 * 201,1/100 * 0,9 * 1040/1000 = 2943 kN > V_{Ed}

Verifica a flessione della trave di fondazione

Per il calcolo del momento resistente nelle varie sezioni della trave sono state utilizzate le seguenti formule:

$\omega_s = A_s * f_{yd} / (B * d * f_{cd})$
μ_{Rd} = tabellato
$M_{Rd} = \mu_{Rd} * B * d^2 * fcd / 10^6$

Calcolo del momento resistente dovuto all'armatura corrente superiore, 5 Ø24
ω_s = 2262 * 391 / (800 * 1040 * 15,9) = 0,066
μ_{Rd} = 0,063
M_{Rd}= 0,063 * 800 * 1040² * 15,9 / 10^6 = 866,75 kNm

Calcolo del momento resistente dovuto all'armatura corrente inferiore, 4 Ø28
ω_s = 2463 * 391 / (2200 * 1040 * 15,9) = 0,026
μ_{Rd} = 0,025
M_{Rd} = 0,025 * 2200 * 1040² * 15,9 / 10^6 = 945,86 kNm

Momento resistente in corrispondenza dell'appoggio B, 4 Ø28 + 8 Ø30
ω_s = (5655 + 2463) * 391 / (2200 * 1040 * 15,9) = 0,087
μ_{Rd} = 0,08
M_{Rd} = 0,08 * 2200 * 1040² * 15,9 / 10^6 = 3027 kNm

Momento resistente in corrispondenza della campata 1, 10 Ø24
ω_s = 4524 * 391 / (800 * 1040 * 15,9) = 0,13
μ_{Rd} = 0,12
M_{Rd} = 0,12 * 800 * 1040² * 15,9 / 10^6 = 1651 kNm

Momento resistente in corrispondenza della campata 2, 11 Ø24
ω_s= 4976 * 391 / (800 * 1040 * 15,9) = 0,147
μ_{Rd} = 0,135
M_{Rd} = 0,135 * 800 * 1040² * 15,9 / 10^6 = 1857 kNm

CONTROVENTO: *azioni sul muro di controvento*

Nel presente progetto si sceglie di ordire le travi di fondazione trasversalmente all'edificio. Il dimensionamento avviene sulla Per prima cosa, bisogna valutare in maniera approssimata il "tasso di lavoro" del calcestruzzo del muro. I setti trasversali reggono anche il carico portato dai vari impalcati ma, basandosi la verifica su quelli longitudinali, si può limitare il carico al solo peso proprio del calcestruzzo.

MURO DELLA SCALA - SEZIONE A												
Livello	quota	h_i	h_i	h_i	h_i	h_i	h_i/h_0	h_0	h_0	h_i	h_i	N_{Ed}
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m²]		[m]	[m]	[m]	[m]	[kN/m]
Livello Copertura	14,40	0,7	0,7	0,7	0,7	0,49	0,07	9,9	9,9	0,07	0,07	0,00
Livello 3°	10,08	0,7	1,4	1,4	1,4	1,96	0,14	9,9	9,9	0,14	0,14	0,00
Livello 2°	5,78	0,7	2,1	2,1	2,1	4,41	0,21	9,9	9,9	0,21	0,21	0,00
Livello 1°	2,48	0,7	2,8	2,8	2,8	7,84	0,28	9,9	9,9	0,28	0,28	0,00
Livello Terra	0,18	0,7	3,5	3,5	3,5	12,25	0,35	9,9	9,9	0,35	0,35	0,00
Livello -1	-2,70	0,68	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	9,9	9,9	0,00	0,00	0,00
Totale/Media										0,18	0,18	0,00

CALCOLO DELLA REAZIONE DEL VENTO								
Livello	quota	h_i	h_i	h_i/h_0	h_0	h_i	h_i	N_{Ed}
	[m]	[m]	[m]		[m]	[m]	[m]	[kN/m]
Livello Copertura	14,40	0,70	0,70	0,07	9,9	0,07	0,07	0,00
Livello 3°	10,08	1,40	1,40	0,14	9,9	0,14	0,14	0,00
Livello 2°	5,78	2,10	2,10	0,21	9,9	0,21	0,21	0,00
Livello 1°	2,48	2,80	2,80	0,28	9,9	0,28	0,28	0,00
Livello Terra	0	3,75	3,50	0,35	9,9	0,35	0,35	0,00
Totale/Media	32,74		10,50	0,32	9,9	0,32	0,32	0,00

Verifica a taglio (SLU)

Anche per il muro di controvento è necessario verificare inizialmente che la sezione di calcestruzzo soddisfi la verifica di resistenza per il taglio massimo con la formula:

$V_{Rcd} = f_{cd}/4 * s * 0,9 * d \geq V_{Ed,max}$

I valori di riferimento di $V_{Ed,max}$, sono quelli già determinati del vento (con la dovuta amplificazione) e del sisma.

Vento
$V_{Ed} = V * 1,5$ = 137 * 1,5 = 205,5 kN

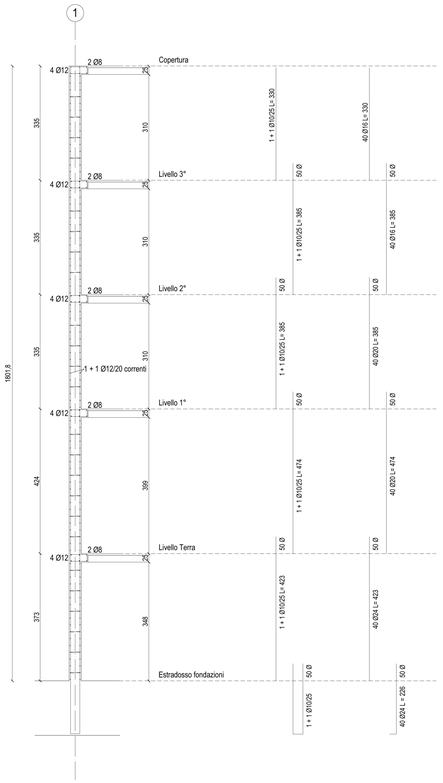
Sisma
$V_{Ed} = V$ = 1380 kN

V_{Rcd} = 15900/4 * 0,35 * 0,9 * 3,64 = 4558 kN ≥ $V_{Ed,max}$

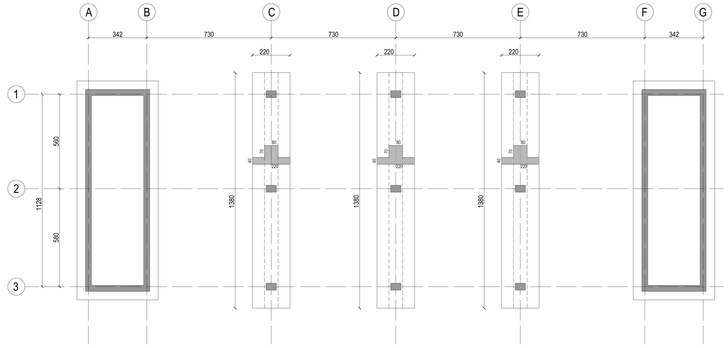
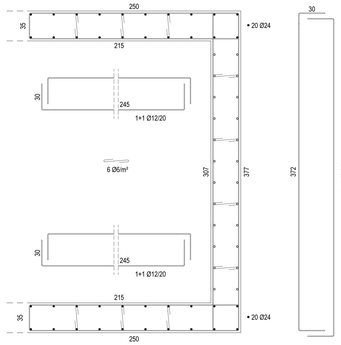
Successivamente, ipotizzato un diametro minimo delle staffe, si calcola il valore del taglio resistente V_{Rsd}. Staffe scelte : Ø12/20 a 2 bracci.

$V_{Rsd} = f_{yd} * A_{sw}/s * 0,9 * d$ = 391 * 2 * 113/200 * 0,9 * 3640/1000 = 1447 kN

ARMATURA DEL CONTROVENTO - SCALA 1:50



PIANTA DELLE FONDAZIONI - SCALA 1:1000



SEZIONE CONTROVENTO - SCALA 1:20