

4

RELAZIONE STRUTTURALE

La progettazione dell'edificio a torre, adibito a spazio info-point, è stata affrontata dimensionando opportunamente la struttura in acciaio, la quale avrà il compito di sostenere il carico di tutto lo stabile. Il materiale impiegato rispecchia la logica generale di progetto, orientata in particolar modo alla creazione di ambienti flessibili e possibilmente liberi da elementi portanti, per poter disporre di sale ampie dedicate all'accoglienza di utenti e visitatori. La presenza dell'acciaio è ricorrente anche in altri elementi presenti all'interno e sul perimetro esterno; i prospetti, modulati con una scansione di brise-soleil e di montanti verticali, denunciano chiaramente l'uso del sopraccitato materiale. L'acciaio inoltre risulta particolarmente indicato per la facilità di messa in opera e la possibilità di un eventuale smontaggio della struttura.

Il sistema strutturale è stato diviso secondo due configurazioni: i pilastri continui verticali accolgono i carichi di un sistema di travi (principali e secondarie) dei singoli piani, ai quali successivamente si innestano le travi che reggono la rampa distributiva; quest'ultima è stata progettata per ripartire parzialmente i carichi sui montanti verticali in facciata.

Per quanto riguarda il progetto di recupero dell'ex Scuola di Formazione Vita Mayer si è introdotto anche in questo caso l'acciaio, in modo da differenziare la tipologia di intervento sull'esistente. La capriata lignea è stata sostituita, per una porzione di edificio, con un nuovo portale metallico in grado di sostenere la copertura in coppi precedentemente ripristinata; infatti l'abbattimento del muro di spina centrale per consentire la progettazione di uno spazio teatrale ha introdotto la necessità di reggere il tetto soprastante in coppi. Gli elementi verticali hanno inoltre il compito di sorreggere le logge a sbalzo sulla platea. Una teoria secondaria di pilastri in acciaio è stata posizionata anche sul perimetro esterno del prospetto sud-ovest per la gestione del nuovo solaio posto al piano primo della veranda pubblica. Il ballatoio esistente risultava inadeguato rispetto alla tipologia di spazio progettato, inducendo così all'inserimento di una nuova struttura che facilitasse il passaggio di un elevato numero di utenti. Nell'ala dell'edificio che mostra maggiormente l'intervento conservativo invece è stato essenziale verificare tramite opportuni conteggi la resistenza del solaio ligneo esistente, dal momento che il carico di utilizzo per spazi a grande affollamento risultano notevolmente variati rispetto all'utilizzo precedente.

I calcoli strutturali sono stati eseguiti tramite il metodo degli stati limite ultimi (SLU). Il criterio di verifica si basa sul controllo del valore della sollecitazione (determinata con il calcolo dei carichi), tale da non superare il valore limite di sollecitazione (determinato sulla base di valori assegnati dalla resistenza e utilizzando opportuni legami costitutivi σ - ϵ non lineari dei materiali): sollecitazione < resistenza.

I valori di carico e di resistenza sono ottenuti dai valori caratteristici applicando opportuni coefficienti di sicurezza contemporaneamente al materiale e ai carichi.

AREA RICREATIVO-CULTURALE

DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA DESTINATA A TORRE INFO-POINT

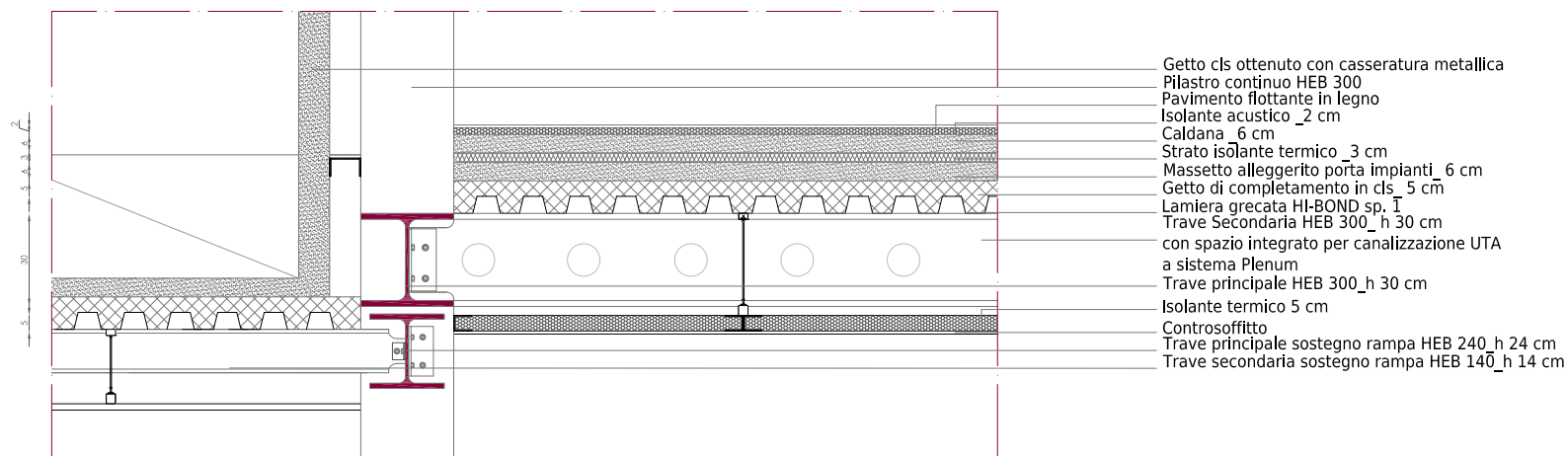
Edificio a pianta quadrata

- 8 piani fuori terra
- campate in sezione trasversale
- 4 campate in sezione longitudinale

ANALISI DEI CARICHI _ SOLAIO DI INTERPIANO

Carico Accidentale (Q)	5,00 KN/m ²	(ambienti suscettibili ad affollamento, categoria C3)
Carico Permanente Strutturale (G1)	1,90 KN/ m ²	(getto di completamento + lamiera grecata)
Pavimentazione	0,35 KN/m ²	
Massetto	1,50 KN/m ²	
Pannelli Knauf	0,30 KN/m ²	
Controsoffitto + impianti	0,70 KN/m ²	
Carico Permanente Portato (G2)	<u>2,85 KN/m²</u>	

PACCHETTO TECNOLOGICO ADOTTATO



CALCOLO LAMIERA GRECATA

Considerando una lamiera grecata HI-BOND A55/P600 dello spessore di 0,8 mm e avendo un'altezza totale (lamiera + getto di completamento) di 10 cm, la procedura di calcolo è la seguente:

Interasse travi secondarie (i)	1,03 m					
Caratteristiche lamiera:	$W_{i, \text{lamiera}}$	23,66 cm ³ /m	Caratteristiche acciaio-cla:	$W_{i, \text{cls+lamiera}}$	62,87 cm ³ /m	Res. lembo inferiore
	$W_{s, \text{lamiera}}$	15,75 cm ³ /m		$W_{s, \text{cls+lamiera}}$	1265 cm ³ /m	Res. lembo superiore
Momento sollecitante dovuto a G1	$M_{Ed, G1}$	$(1,3 \cdot G1 \cdot (i)^2) / 10$ $(1,3 \cdot 1,90 \cdot 1,03^2) / 10 =$			0,26 kNm	
Momento sollecitante dovuto a G2+Q	$M_{Ed, G2+Q}$	$((1,3 \cdot G2 + 1,5 \cdot Q) \cdot (i)^2) / 10$ $((1,3 \cdot 2,85 + 1,5 \cdot 5,00) \cdot 1,03^2) / 10 =$			1,19 kNm	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd, \text{acc}}$	224 MPa		$f_{cd, \text{cls}}$	11,30 MPa	
	$\sigma_{s, \text{lam 1}}$	$(M_{Ed, G1} \cdot 10^6) / (W_{s, \text{lamiera}} \cdot 10^3) < f_{cd, \text{acc}}$ $(0,26 \cdot 10^6) / (15,75 \cdot 10^3) =$				16,64 MPa
	$\sigma_{i, \text{lam 1}}$	$(M_{Ed, G1} \cdot 10^6) / (W_{i, \text{lamiera}} \cdot 10^3) < f_{cd, \text{acc}}$ $(0,26 \cdot 10^6) / (23,66 \cdot 10^3) =$			11,08 MPa	VERIFICATO
Resistenza di progetto	$M_{Rd, \text{cls}}$	$(f_{cd, \text{cls}} \cdot W_{s, \text{cls+lamiera}} \cdot 10^3) / 10^6 \geq M_{Ed, G2+Q}$ $(11,30 \cdot 1265 \cdot 10^3) / 10^6 =$			14,29 kNm	VERIFICATO
Resistenza di progetto	$M_{Rd, \text{acc}}$	$(f_{cd, \text{acc}} \cdot W_{i, \text{cls+lamiera}} \cdot 10^3) / 10^6 \geq M_{Ed, G2+Q}$ $(224 \cdot 62,87 \cdot 10^3) / 10^6 =$			14,08 kNm	VERIFICATO

TRAVE SECONDARIA MAGGIORMENTE SOLLECITATA 2-4

Per il predimensionamento di massima della trave secondaria la procedura di calcolo è la seguente:

Modulo di resistenza	$W_{nec} = M_{ed} / f_d$		
Interasse travi (i)	1,03 m	→ 1030 mm	
Luce max trave (L_{max})	10,20 m	→ 10200 mm	
Momento sollecitante dovuto a G1	$M_{Ed, G1}$	$((1,3 \cdot G1 \cdot L_{max}^2 \cdot i) / 8)$ $((1,3 \cdot 2,85 \cdot 10,20^2 \cdot 1,03) / 8 =$	49,63 kNm
Momento sollecitante dovuto a G2+Q	$M_{Ed, G2+Q}$	$((1,3 \cdot G2 + 1,5 \cdot Q) \cdot L_{max}^2 \cdot i) / 8)$ $((1,3 \cdot 2,85 + 1,5 \cdot 5,00) \cdot 10,20^2 \cdot 1,03) / 8 =$	150,09 kNm
$M_{Ed, \text{TOT}}$	$M_{Ed, G1} + M_{Ed, G2+Q}$	$49,63 + 150,09 =$	199,72 kNm

Resistenza a compressione acciaio	$f_{yd \text{ acciaio}} = 275 \longrightarrow 275/\gamma_{M0}$	$f_{d \text{ acciaio}} = 262 \text{ MPa}$	(essendo $\gamma_{M0}=1,05$)
Resistenza necessaria	$W_{nec} = (M_{Ed}/f_{yd})/10^3$ $(199,72/262)/10^3 =$	momento sollecitante/tensione di snervamento	$762,57 \text{ cm}^3$

Poichè il modulo di resistenza necessario è pari a $762,57 \text{ cm}^3$, si è scelto di utilizzare, per le successive verifiche, una HEB 300.

Resistenza effettiva da profilario	$W_x = 1678 \text{ cm}^3$	HEB 300	
Caratteristiche HEB 300	$A = 149,00 \text{ cm}^2$	$b = 30,00 \text{ cm}$	$r = 2,70 \text{ cm}$
	$P_{pp} = 1,170 \text{ KN/m}$	$t_f = 1,90 \text{ cm}$	$J_x = 25170 \text{ cm}^4$
	$2s = 1868 \text{ cm}^3$	$tw = 1,10 \text{ cm}$	
Carichi permanenti $P(G1+G2)$	$P_{pp} + (PG1+PG2)*i$ $1,170 + (1,90 + 2,85)*1,03 =$	$6,06 \text{ kN/m}$	
Carichi accidentali PQ	$i*Q$ $1,03*5,00 =$	$5,15 \text{ kN/m}$	
Peso sollecitante P_{Ed}	$(1,3*(PG1+PG2) + 1,5*Q)$ $1,3*6,06 + 1,5*5,15 =$	$15,61 \text{ kN/m}$	
Momento sollecitante M_{Ed}	$(P_{Ed} * L_{max}^2)/8$ $(15,61*10,20^2)/8 =$	$202,96 \text{ kNm}$	
Momento resistente M_{Rd}	$(f_d*2s*10^3)/10^6 > M_{Ed}$ $(262*1868*10^3)/10^6 =$	$489,24 \text{ kNm}$	VERIFICATO
Taglio sollecitante V_{Ed}	$(P_{Ed} * L_{max})/2$ $(15,61*10,20)/2 =$	$79,59 \text{ kN}$	
Area resistente a taglio A_v	$A - 2*b*t_f + (tw + 2r)*t_f$ $149 - (2*30,00*1,90) + ((1,10 + 2*2,70)*1,90) =$	$47,35 \text{ cm}^2$	$\longrightarrow 4735 \text{ mm}^2$
Taglio resistente V_c	$f_d*A_v/\sqrt{3}*1000 > 2*V_{Ed}$ $262*4735/\sqrt{3}*1000 =$	$715,98 \text{ kN}$	(con $2*V_{Ed}$ pari a $159,18 \text{ kN}$) VERIFICATO
Totale carichi $P(G+Q)$	$(PG1+PG2) + PQ$ $5,15 + 6,06 =$	$11,21 \text{ KN/m}$	
δ_2	$((5/384)*P_Q*L_{max}^4/E*I_x*10^4) < L/300$ $((5/384)*5,15*10200^4)/(210000*25170*10^4) =$	$13,73 \text{ mm}$	(con $E = 210000 \text{ MPa}$ e $L/300 = 34 \text{ mm}$) VERIFICATO
δ_{max}	$((5/384)*P_{G+Q}*L_{max}^4/E*I_x*10^4) < L/250$ $((5/384)*11,21*10200^4)/(210000*25170*10^4) =$	$38,90 \text{ mm}$	(con $L/250 = 40,80 \text{ mm}$) VERIFICATO

TRAVE PRINCIPALE MAGGIORMENTE SOLLECITATA B-C/2

Per il predimensionamento di massima della trave principale maggiormente sollecitata la procedura di calcolo è la seguente:

Interasse travi (i)	5,10 m	5100 mm
Luce max trave (L_{max})	5,10 m	5100 mm
Peso sollecitante P_{Ed}	$(V_{ed (trave\ secondaria)} * N_{travetti}) / L_{max} =$ $(79,59*7)/5,10 =$	117,05 kN/m
Momento sollecitante M_{Ed}	$P_{Ed} * L_{max}^2 / 8 =$ $117,05 * (5,10)^2 / 8 =$	380,55 kNm
Resistenza necessaria W_{nec}	$(M_{Ed} / f_d) / 10^3 =$ $(380,55 / 262) / 10^3 =$	1452,48 cm ³

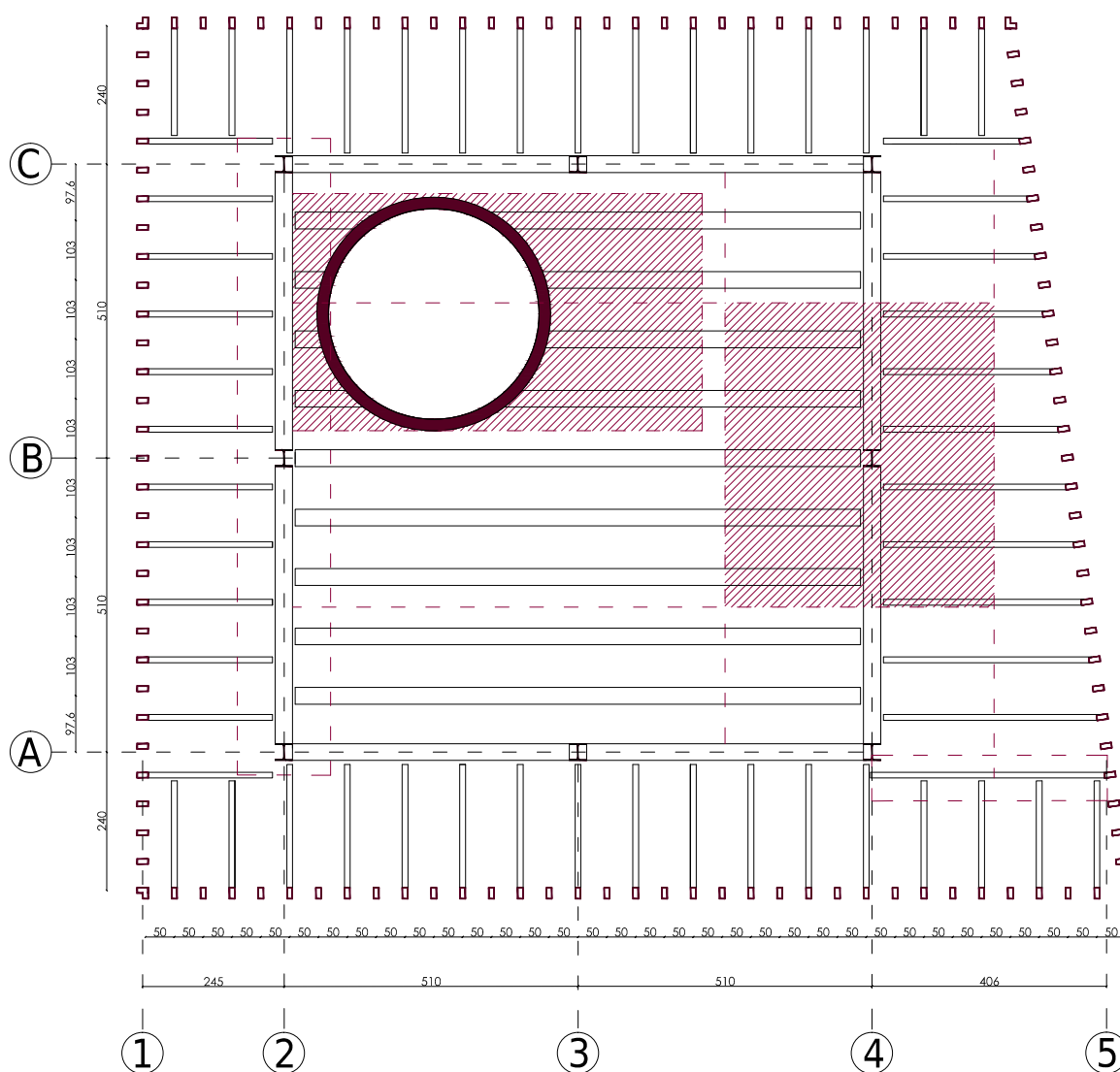
Poichè il modulo di resistenza necessario è pari a 1452,48 cm³, si è scelto di utilizzare, per le successive verifiche, una HEB 300.

Resistenza effettiva da profilario	W_x	1678 cm ³	HEB 300			
Caratteristiche HEB 300	A	149 cm ²	b	30,00 cm	r	2,70 cm
	Ppp	0,117 kN/m	tf	1,90 cm	Jx	25170 cm ⁴
	2s	1868 cm ³	tw	1,10 cm		
Momento sollecitante M_{Ed}	$P_{Ed} * L_{max}^2 / 8 =$ $117,05 * 5,10^2 / 8 =$	380,55 kNm				
Momento resistente M_{Rd}	$(f_d * 2s * 10^3) / 10^6 > M_{Ed}$ $(262 * 1868 * 10^3) / 10^6 =$	489,24 kNm			VERIFICATO	
Taglio sollecitante V_{Ed}	$(P_{Ed} * L_{max}) / 2 =$ $(117,05 * 5,10) / 2 =$	298,47 kN				
Area resistente a taglio A_v	$A - 2 * b * tf + (tw + 2r) * tf =$ $149 - (2 * 30 * 1,90) + ((1,10 + 2 * 2,70) * 1,90 =$	47,35 cm ²			4735 mm ²	
Taglio resistente V_c	$f_d * A_v / \sqrt{3} > 2 * V_{Ed}$ $262 * 47,35 / \sqrt{3} =$	7159,83 kN			(con $2 * V_{Ed}$ pari a 596,94 kN)	VERIFICATO
Carico accidentale PQ	$PQ * i =$ $5,00 * 5,10 =$	25,50 kN/m				
δ_2	$((5/384) * P_Q * L_{max}^4 / E * J_x * 10^4) < L/300$ $((5/384) * 25,50 * 5100^4) / (210000 * 25170 * 10^4) =$	4,25 mm			(con E = 210000 MPa e L/300=17 mm)	VERIFICATO
δ_{max}	$((5/384) * P_{Ed} * L_{max}^4 / E * J_x * 10^4) < L/250$ $((5/384) * 117,05 * 5100^4) / (210000 * 25170 * 10^4) =$	19,51 mm			(con L/250=20,40 mm)	VERIFICATO

ANALISI DEI CARICHI _ SOLAIO RAMPA

Carico Accidentale (Q)	4,00 KN/m ²	(ambienti suscettibili di affollamento categoria C2)
Carico Permanente Strutturale (G1)	1,90 KN/ m ²	(getto di completamento + lamiera grecata)
Pavimentazione	0,35 KN/m ²	
Massetto	1,50 KN/m ²	
Controsoffitto + impianti	0,70 KN/m ²	
Carico Permanente Portato (G2)	<u>2,55 KN/m²</u>	

PIANTA STRUTTURALE



CALCOLO LAMIERA GRECATA

Seguendo il procedimento di calcolo precedente si è considerata una lamiera grecata HI-BOND A55/P600 dello spessore di 0,8 mm e avendo un'altezza totale (lamiera + getto di completamento) di 10 cm, è stato verificato che:

	$\sigma_{s, \text{lam } 1}$	$(M_{Ed, G1} \cdot 10^6) / (W_{s, \text{lamiera}} \cdot 10^3) < f_{cd, \text{acc}}$ $(0,25 \cdot 10^6) / (15,75 \cdot 10^3) =$	15,68 MPa	(con $f_{cd, \text{acc}} = 224$ MPa) VERIFICATO
	$\sigma_{i, \text{lam } 1}$	$(M_{Ed, G1} \cdot 10^6) / (W_{i, \text{lamiera}} \cdot 10^3) < f_{cd, \text{acc}}$ $(0,25 \cdot 10^6) / (23,66 \cdot 10^3) =$	10,44 MPa	(con $f_{cd, \text{acc}} = 224$ MPa) VERIFICATO
Resistenza di progetto	$M_{Rd, \text{cls}}$	$(f_{cd, \text{cls}} \cdot W_{s, \text{cls+lamiera}} \cdot 10^3) / 10^6 \geq M_{Ed, G2+Q}$ $(11,30 \cdot 1265 \cdot 10^3) / 10^6 =$	14,29 kNm	(con $M_{Ed, G2+Q} = 0,93$ kNm) VERIFICATO
Resistenza di progetto	$M_{Rd, \text{acc}}$	$(f_{cd, \text{acc}} \cdot W_{i, \text{cls+lamiera}} \cdot 10^3) / 10^6 \geq M_{Ed, G2+Q}$ $(224 \cdot 62,87 \cdot 10^3) / 10^6 =$	14,08 kNm	(con $M_{Ed, G2+Q} = 0,93$ kNm) VERIFICATO

TRAVE SECONDARIA MAGGIORMENTE SOLLECITATA 4-5

Dal predimensionamento di massima della trave secondaria si è ottenuto che il modulo di resistenza necessario è pari a 102,82 cm³. Si è quindi scelto di utilizzare, per le verifiche successive, una **HEB 140**.

Momento resistente M_{Rd}	$(f_d \cdot 2s \cdot 10^3) / 10^6 > M_{Ed}$ $(262 \cdot 246 \cdot 10^3) / 10^6 =$	64,43 kNm	(con $M_{Ed} = 26,06$ kNm) VERIFICATO
Taglio resistente V_c	$f_d \cdot A_v / \sqrt{3} \cdot 1000 > 2 \cdot V_{Ed}$ $262 \cdot 1312 / \sqrt{3} \cdot 1000 =$	198,39 kN	(con $2 \cdot V_{Ed}$ pari a 50,48 kN) VERIFICATO
δ_2	$((5/384) \cdot P_Q \cdot L_{\text{max}}^4) / (E \cdot J) \cdot 10^4 < L/300$ $((5/384) \cdot 4,00 \cdot 4130^4) / (210000 \cdot 1509 \cdot 10^4) =$	4,78 mm	(con $E = 210000$ MPa e $L/300 = 13,77$ mm) VERIFICATO
δ_{max}	$((5/384) \cdot P_{G+Q} \cdot L_{\text{max}}^4) / (E \cdot J) \cdot 10^4 < L/250$ $((5/384) \cdot 8,79 \cdot 4130^4) / (210000 \cdot 1509 \cdot 10^4) =$	10,50 mm	(con $L/250 = 16,52$ mm) VERIFICATO

TRAVE PRINCIPALE MAGGIORMENTE SOLLECITATA A-B/2

Dal predimensionamento di massima della trave principale maggiormente sollecitata si è ottenuto che il modulo di resistenza necessario è pari a 614,16 cm³. Si è quindi scelto di utilizzare, per le verifiche successive, una **HEB 240**:

Momento resistente M_{Rd}	$(f_d \cdot 2s \cdot 10^3) / 10^6 > M_{Ed}$ $(262 \cdot 1054 \cdot 10^3) / 10^6 =$	276,05 kNm	(con $M_{Ed} = 160,91$ kNm) VERIFICATO
Taglio resistente V_c	$f_d \cdot A_v / \sqrt{3} > 2 \cdot V_{Ed}$ $262 \cdot 33,24 / \sqrt{3} =$	5026,25 kN	(con $2 \cdot V_{Ed}$ pari a 252,41 kN) VERIFICATO
δ_2	$((5/384) \cdot P_Q \cdot L_{\text{max}}^4) / (E \cdot J) \cdot 10^4 < L/300$ $((5/384) \cdot 20,40 \cdot 5100^4) / (210000 \cdot 11260 \cdot 10^4) =$	7,60 mm	(con $E = 210000$ MPa e $L/300 = 17$ mm) VERIFICATO
δ_{max}	$((5/384) \cdot P_{Ed} \cdot L_{\text{max}}^4) / (E \cdot J) \cdot 10^4 < L/250$ $((5/384) \cdot 49,49 \cdot 5100^4) / (210000 \cdot 11260 \cdot 10^4) =$	18,44 mm	(con $L/250 = 20,40$ mm) VERIFICATO

DIMENSIONAMENTO PILASTRO PIU' SOLLECITATO P-B/4

Per il dimensionamento del pilastro più sollecitato sono state prese in considerazione le forze assiali agenti a partire dalla copertura fino a terra. Come visto precedentemente le travi sono state spezzate in corrispondenza dei pilastri favorendo, così, la continuità verticale del pilastro. Sono state eseguite le seguenti verifiche: a resistenza, a compressione semplice e instabilità presso-flessionale.

Piani riferimento	q G1	q G2	q Q	Are influenza	N
Piano 8	1,90	2,00	1,2	14,26	72,73
Piano 7	1,90	2,55	4,00	24,65	208,29
Piano 6	1,90	2,85	3,00	24,65	191,04
Piano 5	1,90	2,85	3,00	24,65	191,04
Piano 4	1,90	2,85	4,00	24,65	215,69
Piano 3	1,90	2,85	5,00	24,65	240,34
Piano 2	1,90	2,85	4,00	24,65	215,69
Piano 1	1,90	2,55	3,00	24,65	183,64
Piano terra	1,90	2,85	3,00	15,39	119,27
Rampa	1,90	2,55	4,00	24,65	1458,05
TOTALE					1637,72

DIMENSIONAMENTO PILASTRO PIU' SOLLECITATO P-B/4

Dopo aver calcolato i carichi agenti sul pilastro ai vari piani, si è proceduto con il dimensionamento del pilastro più sollecitato, ipotizzando un profilo **HEB 300** e verificando:

Azione assiale sollecitante N_{Ed}	1637,20 kN		
Area A	149 cm ²	f_{yk}	275
Modulo di resistenza elastico W_{el}	1678 cm ³	Modulo di resistenza plastico W_{pl}	1868 cm ³
Momento d'inerzia minimo J_{min}	8563 cm ⁴	Momento d'inerzia massimo J_{max}	25170 cm ⁴
Momento sollecitante M_{Ed}	$(1,5*0,6*0,8*L* _0^2)/8=$ $(1,5*0,6*0,8*5,10*3,50^2)/8=$	5,62 kNm	
Sforzo σ	$(N_{Ed}*1000)/(A*10^2)+(M_{Ed}*10^6)/(W_{el}*10^3) < f_{d}$ $(1637,72*1000)/(149*10^2)+(11,25*10^6)/(1678*10^3)= 113,27$ MPa	(con $f_d=262$ MPa)	VERIFICATO
FS	f_d/σ 262/116,62=	2,31	

Verifica a resistenza

Azione assiale resistente N_{Rd}	$(f_d \cdot A \cdot 100) / 1000$ $(262 \cdot 149 \cdot 100) / 1000 =$	3903,8 kN	
Momento resistente M_{Rd}	$(f_d \cdot W_{pl} \cdot 10^3) / 10^6$ $(262 \cdot 1868 \cdot 10^3) / 10^6 =$	489,42 kNm	
n	N_{Ed} / N_{Rd} $1637,72 / 3903,8 =$	0,42	
a	$(A \cdot 100 - 2 \cdot b \cdot t_f) / (A \cdot 100)$ $(149 \cdot 100 - 2 \cdot 300 \cdot 19) / (149 \cdot 100) =$	0,23	
$M_{N,Rd}$	$M_{Rd} \cdot (1 - (n - a) / (1 - a)^2) > M_{Ed}$ $489,42 \cdot (1 - (0,42 - 0,23) / (1 - 0,23)^2) =$	460,92 kNm	(con $M_{Ed} = 11,25$ kNm) VERIFICATO

Verifica di stabilità a compressione semplice

Peso critico N_{cr}	$(\pi^2 \cdot E \cdot J_{min} \cdot 10^4) / (l_0^2 \cdot 10^3)$ $(\pi^2 \cdot 210000 \cdot 8563 \cdot 10^4) / (3500^2 \cdot 10^3) =$	14473,33 kN	
Snellezza λ	$\sqrt{A \cdot f_{yk} \cdot N_{cr}}$ $\sqrt{14900 \cdot 275 \cdot 14473329,4} =$	0,53	
Coef. errore fabbricazione α	0,49		
ϕ	$0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2) =$	0,72	
X	$1 / (\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}) =$	0,83	
$N_{b,Rd}$	$(X \cdot f_d \cdot A) / 10^3 > N_{Ed}$ $(0,83 \cdot 262 \cdot 14900) / 10^3 =$	3220,17 kN	(con $N_{Ed} = 1637,72$ kN) VERIFICATO

Verifica instabilità presso-flessionale

Momento sollecitante equivalente $M_{eq,Ed}$	$0,85 \cdot M_{Ed}$ $0,85 \cdot 11,25 =$	9,56 kNm	
Peso critico N_{cr}	$(\pi^2 \cdot E \cdot J_{max} \cdot 10^4) / (l_0^2 \cdot 10^3)$ $(\pi^2 \cdot 210000 \cdot 25170 \cdot 10^4) / (3500^2 \cdot 10^3) =$	42542,8 kN	
Momento resistente M_{Rd}	$(f_d \cdot W_{pl} \cdot 10^3) / 10^6$ $(262 \cdot 1868 \cdot 10^3) / 10^6 =$	489,24 kNm	
Verifica	$N_{Ed} / N_{b,Rd} + M_{eq,Ed} / (M_{Rd} \cdot (1 - N_{Ed} / N_{cr})) < 1$ $1637,72 / 3220,17 + 9,56 / (64,43 \cdot (1 - 1637,72 / 42542,8)) = 0,5$		VERIFICATO

Il pilastro HEB 300 è stato verificato per sopportare i carichi complessivi a piano terra.

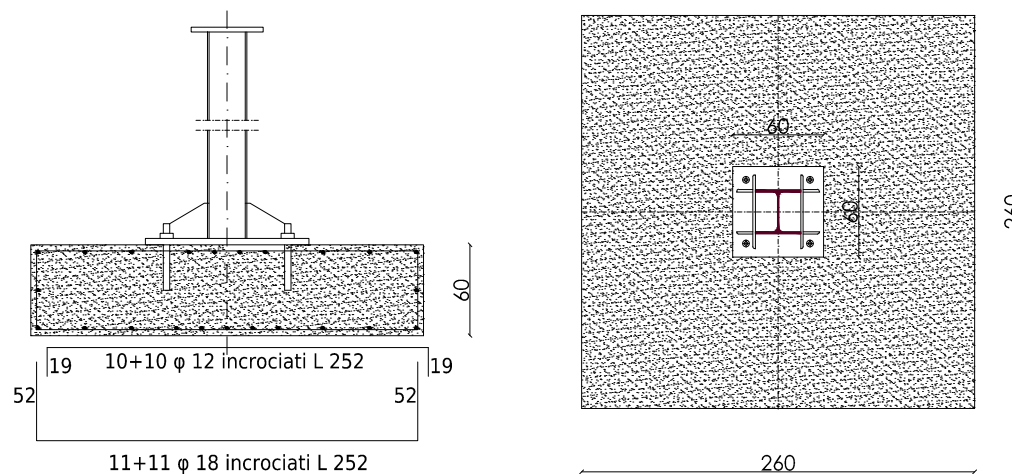
DIMENSIONAMENTO PLINTO DI FONDAZIONE P-B/4 PER CARICO CENTRATO

Le strutture di fondazione hanno la funzione di distribuire sul terreno i carichi gravanti sugli elementi verticali in maniera adeguata alle caratteristiche del terreno stesso. I carichi vengono trasmessi al terreno mediante le superficie di contatto, generando sullo stesso pressioni normali. Le dimensioni delle superficie di appoggio vengono determinate sulla base delle pressioni "ammissibili" sul terreno di fondazione.

Per il dimensionamento del plinto di fondazione si è adottato il seguente metodo di calcolo:

Tensioni "ammissibili" sul terreno $\delta_{Rd,terr}$	300 kN/m ²	
N_{Ed}	1627,74 kN	
Azione sollecitante P_{Ed}	$N_{Ed} + 10\%N_{Ed}$	
	$1627,74 + 1627,74 * 10\% =$	1790,51 kN
$A \times B$	$P_{Ed} / \delta_{Rd,terr}$	
	$1790,51 / 300 =$	5,97 m ²
Plinto quadrato	$A = B$	260 cm
Ipotizzo $H = 60$ cm	$[(A - 30) / 2] * 1/2$	
	$[(260 - 30) / 2] * 1/2 =$	57,5 cm <i>approssimato a 60 cm</i>
P_{Ed}	$1,3 * 25 * A^2 * H + N_{Ed}$	
	$1,3 * 25 * 2,6^2 * 0,6 + 1627,74 =$	1759,56 kN
$\delta_{Ed,terra}$	P_{Ed} / A^2	
	$1759,56 / 2,6^2 =$	260,29 kPa
Verifica	$\sigma_{Ed,terra} < \sigma_{Ed,terr}$	
	$260,29 < 300$	VERIFICATO

ARMATURA PLINTO



VERIFICA A PUNZONAMENTO¹

In corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati si verificherà la lastra al punzonamento allo stato limite ultimo.

Calcestruzzo	C28/35	f_{ck}	25 MPa
F_{Ed}	$N_{Ed} - \sigma_{Ed,terra} * (A + 2*H) * (B + 2*H)$		
	$1627,74 - 260,29 * (0,26 + 2*0,6) * (0,26 + 2*0,6) =$		1073 kN
f_{ctk}	$0,7 * [0,3 * f_{ck}^{(2/3)}] =$		1.79 MPa
f_{ctd}	$f_{ctk} / 1,5 = 1,79 / 1,5 =$		1,197 MPa = 1197 kN/m ²
F_{Rd}	$0,5 * [2 * (A + 2*0,3 + 0,3 + 2*0,3)] * H * f_{ctd}$		
	$0,5 * [2 * (0,26 + 2*0,3 + 0,3 + 2*0,3)] * 0,6 * 1197 =$		1264 kN
Verifica	$F_{rd} > F_{Ed}$		VERIFICATO

VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO

Le verifiche sono state condotte per la mensola più sollecitata.

Pilastro P-B/4	Plinto 260 x 260 x 60 cm:	$f_{ck} = 20$
Momento sollecitante M_{Ed}	$\sigma_{Ed,terra} * A * (1,17^2) / 2$	
	$260,29 * 2,6 * 1,17^2 / 2 =$	463 kNm
A_s	$M_{Ed} * 10^6 / (0,9 * 540 * 391)$	
	$463 * 10^6 / (0,9 * 540 * 391) =$	24,4 cm ²
Si impiegano 11 ϕ 18		
A_s	27,94 cm ²	
V_{Ed}	$\sigma_{Ed,terra} * A * 0,585$	
	$260,29 * 2,6 * 0,585 =$	395,9 kN
K	$1 + \sqrt{(200/540)} = 1.61 < 2$	VERIFICATO
V_{min}	$0.035 * \sqrt{(k^3)} * \sqrt{f_{ck}}$	
	$0.035 * \sqrt{(1,61^3)} * \sqrt{20}$	0,319 MPa = 319 kPa
V_{rd}	$V_{min} * A * 0,54$	
	$319 * 2,6 * 0,54 =$	448 kN
Verifica	$V_{rd} > V_{Ed}$	VERIFICATO

¹ D.M. 09-01-1996: 4.2.2.5. Verifica al punzonamento di lastre soggette a carichi concentrati.

PROGETTO DI BULLONATURE A TAGLIO

Bullonatura asta tesa

Acciaio S275JR

Bulloni cl. 8.8

Profilo a L 80x80x8

Recisione del gambo:

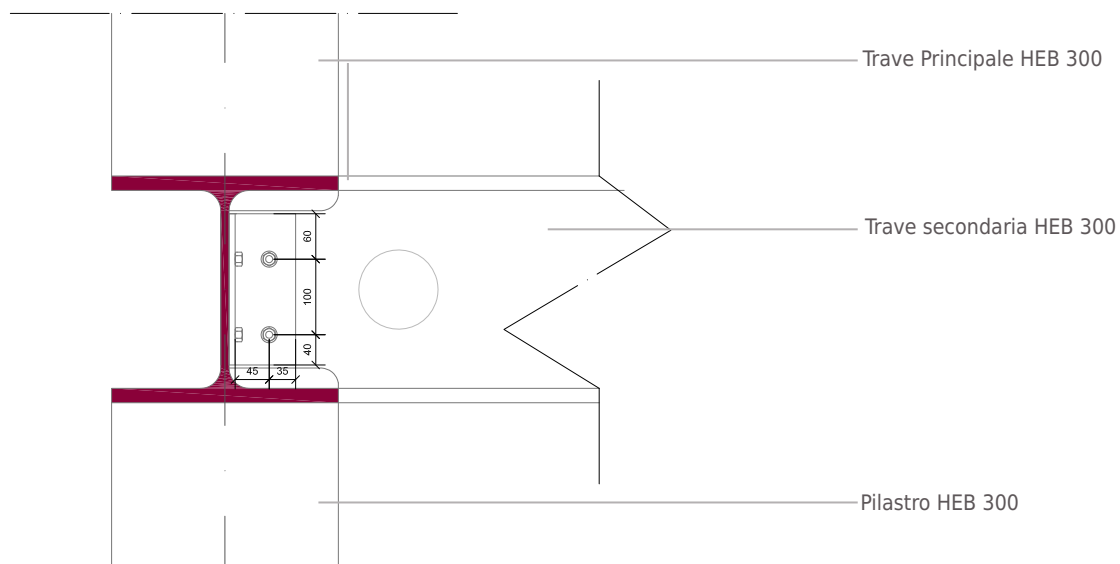
$$F_{v,Rd} = 2 \cdot 0,6 \cdot 800 \cdot 157 / (1,25 \cdot 10^3) = 120,57 \text{ kN}$$

Rifollamento_Bullone di bordo

$$\alpha_{min} = 40 / (3 \cdot 17) = 0,78$$

$$K_{min} = 2,8 \cdot 35 / 17 - 1,7 = 4,06 \quad \mathbf{2,5}$$

$$F_{b,Rd} = 2 \cdot 0,78 \cdot 2,5 \cdot 430 \cdot 16 \cdot 2 \cdot 6 / (1,25 \cdot 10^3) = 259 \text{ kN}$$



AZIONI ORIZZONTALI_AZIONE SISMICA DI PROGETTO

L'entità dell'azione del sisma si valuta sulla base del suo periodo di riferimento V_R , cioè il numero di anni all'interno del quale la suddetta entità ha prefissate probabilità di essere superata. Sono definiti anche:

Vita nominale $V_N = 50$ anni	Classe d'uso $C_U = 1,5$ (classe III - Costruzioni il cui uso prevede affollamenti significativi)
Periodo di riferimento V_R	$V_N * C_U = 50 * 1,5 = 75$ anni

Per semplicità sono stati presi in considerazione solo gli Stati Limite di Esercizio, in particolare lo Stato Limite di Danno.

SLD_Stato Limite di Danno: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Ai fini della Normativa le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri di pericolosità sismica:

Accelerazione massima orizzontale a_g	0,217 m/s ²
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_o (-)	2,52
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_c	0,2

Tipi di sottosuolo e di topografia.

La Normativa definisce dei nuovi coefficienti, in funzione, ovviamente, della stratigrafia del terreno e della posizione topografica del sito.

Categoria sottosuolo C: depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti.

Categoria topografica T1: superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$.

In relazione alle sopracitate categorie si ottengono i seguenti valori:

Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s	$1,70 - 0,6 * F_o * a_g / 9,81 =$ $1,70 - 0,60 * 2,52 * 0,217 / 9,81 =$	1,67 > 1,5
Coefficiente in funzione del sottosuolo C_c	$1,05 * T_c^{(-0,33)}$ $1,05 * 0,2^{(-0,33)} =$	1,78
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1	

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

Lo spettro di risposta in termini di accelerazioni riporta i valori massimi dell'accelerazione della massa M durante l'eccitazione sismica. Vengono definiti i seguenti coefficienti:

S coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione:

$$S = SS * ST \text{ dove } SS \text{ è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e } ST \text{ è il coefficiente di amplificazione topografica.}$$

η fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} > 0,55$$

T_c periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione:

$$T_c = C_c * T_c$$

T_B periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

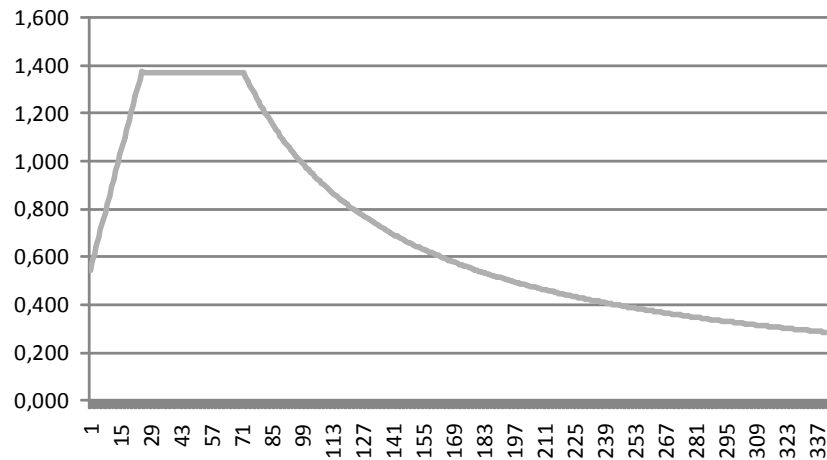
$$T_B = T_c / 3$$

T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4 * (a_y/g) + 1,6$$

CALCOLO DELLO SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

ag(m/s ²)	0,217
Fo (-)	2,52
T*c (s)	0,2
Ss	1,5
C _c	1,78
S _T	1
η	1
S	2,5
T _c (S)	0,356
T _B (S)	0,119
T _D (S)	1,688



T	S _e
0,000	0,543
0,030	0,751
0,060	0,959
0,090	1,168
0,120	1,376
0,150	1,367
0,180	1,367
0,210	1,367
0,240	1,367

0,270	1,367
0,300	1,367
0,330	1,367
0,355	1,367
0,360	1,352
0,390	1,248
0,420	1,159
0,450	1,082
0,480	1,014
0,510	0,954

0,540	0,901
0,570	0,854
0,600	0,811
0,630	0,773
0,660	0,737
0,680	0,716
0,720	0,676
0,750	0,649
0,780	0,624
0,810	0,601

0,840	0,579
0,870	0,559
0,900	0,541
0,930	0,523
0,960	0,507
0,990	0,492
1,020	0,477
1,050	0,464
1,080	0,451
1,110	0,438

1,140	0,427
1,170	0,416
1,200	0,406
1,230	0,396
1,260	0,386
1,290	0,377
1,320	0,369
1,350	0,361
1,380	0,353
1,410	0,345

1,440	0,338
1,470	0,331
1,500	0,324
1,530	0,318
1,560	0,312
1,590	0,306
1,620	0,300
1,650	0,295
1,680	0,290
1,700	0,284

ANALISI LINEARE STATICA

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica. L'edificio, essendo di altezza inferiore a 40 metri, T_1 può essere stimato utilizzando la seguente formula:

$$T_1 = C_1 * H^{3/4}$$

Coefficiente per costruzioni con struttura mista C1

0,05

Altezza della costruzione dal piano di fondazione H

32,70 m

T_1

$0,05 * 32,70^{3/4} =$

0,68 s

S_e

0,716

CALCOLO DELLE AZIONI SISMICHE

	alt (m)	Z_i (m)	q_G (kPa)	q_Q (kPa)	Ψ_2 (grande affollamento)	q_E (Kpa)	A (m ²)	S_e/g	W_i (kN)	$Z_i * W_i$	F_h (kN)	F_i (kN)	M_o (kNm)
livello osservatorio 7	29,77	32,72	4,75	5,00	0,60	7,75	237,49	0,073	1840,54	60231,0	1074,26	254,72	8335,63
livello ristorante 6	24,66	27,61	4,75	5,00	0,60	7,75	237,49	0,073	1840,54	50822,1	1074,26	214,93	5934,77
livello bar 5	19,79	22,74	4,75	5,00	0,60	7,75	237,49	0,073	1840,54	41855,0	1074,26	177,00	4025,24
livello expo 4	16,54	19,49	4,75	5,00	0,60	7,75	237,49	0,073	1840,54	35876,9	1074,26	151,72	2957,51
livello teatro 3	13,29	16,24	4,75	5,00	0,60	7,75	237,49	0,073	1840,54	29897,9	1074,26	126,44	2053,89
livello expo 2	6,79	9,74	4,75	5,00	0,60	7,75	237,49	0,073	1840,54	17941,7	1074,26	75,87	739,64
livello soppalco 1	3,55	6,50	4,75	5,00	0,60	7,75	237,49	0,073	1840,54	11963,6	1074,26	50,59	328,86
livello piano terra 0	0,00	2,95	4,75	5,00	0,60	7,75	237,49	0,073	1840,54	5429,6	1074,26	22,96	67,73
livello interrato -1	-2,95	0,00	4,75	5,00	0,60	0	237,49	0,073	0	0,0	1074,26	0,00	0
totali al piede									14724,38	254017,6	9668,33	1074,26	24443,31

Dove:

Alt	quota livello
Z_i	quota rispetto al piano di fondazione
q_G	pesi permanenti
q_Q	pesi accidentali
Ψ_2	coefficiente dovuto all'uso (grande affollamento)
q_E	carico dovuto alle azioni sismiche
A	area
S_e	spettro di risposta elastico in accelerazione
W_i	peso della massa
F_h	forza d'inerzia dovuta all'azione sismica
F_i	forza da applicare alla massa i-esima
M_o	momento

AZIONE DEL VENTO

L'entità dell'azione del vento dipende da alcuni fattori quali:

- collocazione geografica
- altitudine s.l.m.
- distanza rispetto al livello del mare
- esposizione del sito
- conformazione della costruzione

L'edificio si trova in ZONA 1 con quota sul livello del mare < 1000 m, più precisamente a 276 m.s.l.. In relazione alla zona di riferimento è possibile stabilire il parametro:

V_b	25 m/s
q_b	390,6 N/m ²

La classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. E' necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 Km o comunque non meno di 20 volte l'altezza dell'edificio.

La classe di rugosità risulta essere la B: aree suburbane, industriali e boschive.

La categoria di esposizione del sito è: IV. Per questo risulta:

K_r	0,22	
Z_o	0,30 m	
Z_{min}	8 m	
Coefficiente di forma sottovento C_{pe}	0,4	con $0^\circ < \alpha < 20^\circ$
Coefficiente di forma sopravento C_{pe}	0,8	con $\alpha > 60^\circ$

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

	alt (m)	Z_i (m)	q_b (kPa)	c_e (z)	c_p	ΔH (m)	b (m)	F_i (kN)	M_o (kNm)
livello osservatorio 7	29,77	32,72	0,39	2,655	1,2	3,18	17,3	68,36	2237,15
livello ristorante 6	24,66	27,61	0,39	2,522	1,2	4,35	17,3	88,82	2452,57
livello bar 5	19,79	22,74	0,39	2,373	1,2	4,06	17,3	78,00	1773,86
livello expo 4	16,54	19,49	0,39	2,257	1,2	3,24	17,3	59,21	1154,28
livello teatro 3	13,29	16,24	0,39	1,980	1,2	4,87	17,3	78,07	1268,29
livello expo 2	6,79	9,74	0,39	1,634	1,2	4,87	17,3	64,43	628,12
livello soppalco 1	3,55	6,50	0,39	1,634	1,2	3,24	17,3	42,86	278,64
livello piano terra 0	0,00	2,95	0,39	1,634	1,2	5,17	17,3	68,40	201,79
livello interrato -1	-2,95	0,00	0,39	0,000	1,2	0	0	0	0
TOTALI AL PIEDE								548,19	9994,74

Alt	quota livello
Z_i	quota rispetto al piano di fondazione
q_b	pressione cinetica di riferimento
c_e	coefficiente di esposizione
c_p	coefficiente di forma
ΔH	altezza
b	lunghezza lato maggiormente esposto
F_i	forza da applicare alla massa i-esima
M_o	momento

AZIONI SUL MURO DI CONTROVENTO

Per semplicità sono state eseguite le verifiche secondo la Combinazione Rara degli Stati Limite di Esercizio.

Calcestruzzo	C28/35	$\delta_c = 0,6 * f_{ck} = 16,80 \text{ MPa}$
Acciaio	B450C	$\delta_s = 0,8 * f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

Dati del controvento:

Altezza controvento H	32,28 m	Area competenza controvento	16,28 m ²
Spessore controvento s	0,20 m	Area calcestruzzo	2,35 m ²
Peso proprio muro	1971 kN	q_G	4,75 kPa

Valutazione in maniera approssimata del “tasso di lavoro” del calcestruzzo del muro.

N_g	$4,75 * 16,28 * 8 + 1971 =$	2590,29 kN
N_q	$5,00 * 16,28 * 8 =$	651,20 kN
δ_c	$(2590,29 + 651,20) * 10^3 / 2,35 =$	1379357,9 MPa

Nel caso dell'azione del vento, occorre poi individuare le combinazioni di carico che massimizzano le sollecitazioni nel calcestruzzo e nell'acciaio. Nel caso del sisma, si procede invece con l'unica combinazione già definita.

Combinazione G+Q+Vento:

N	$N_g + N_q = 2590,29 + 651,20 =$	3241,49 kN
M	9994,74 kNm	
V	548,19 kN	

Combinazione G+Vento:

N	$N_g = 2590,29 \text{ kN}$
M	9994,74 kNm
V	548,19 kN

Combinazione fissa sisma G+0,6 *Q:

N	$N_g + 0,6 * N_q = 2590,29 + 0,6 * 651,20 =$	2981,01 kN
M	24443,32 kNm	
V	1074,26 kN	

COMBINAZIONE G+Q+VENTO

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 202 [cm]
 Raggio interno: 182 [cm]
 N° barre uguali: 50
 Diametro barre: 4,02 [cm]
 Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre 50 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	0	0	0

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 3241,49 kN
 M_{xEd} 0 9994,74 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord [cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 B450C C28/35
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

σ_c -5,008 N/mm²
 σ_s 79,83 N/mm²
 ϵ_s 0,3991 ‰
 d 394 cm
 x 191 x/d 0,4848
 δ 1

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 3

Precompresso

COMBINAZIONE G+VENTO

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 202 [cm]
 Raggio interno: 182 [cm]
 N° barre uguali: 50
 Diametro barre: 4,02 [cm]
 Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre 50 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	0	0	0

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 3241,49 kN
 M_{xEd} 0 9994,74 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord [cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 B450C C28/35
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

σ_c -5,008 N/mm²
 σ_s 79,83 N/mm²
 ϵ_s 0,3991 ‰
 d 394 cm
 x 191 x/d 0,4848
 δ 1

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 3

Precompresso

COMBINAZIONE G+0,6 Q

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 202 [cm]
 Raggio interno: 182 [cm]
 N° barre uguali: 50
 Diametro barre: 4,02 [cm]
 Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre 50 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	0	0	0

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 2981,01 kN
 M_{xEd} 0 24443,32 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord [cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

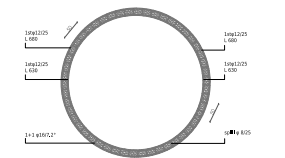
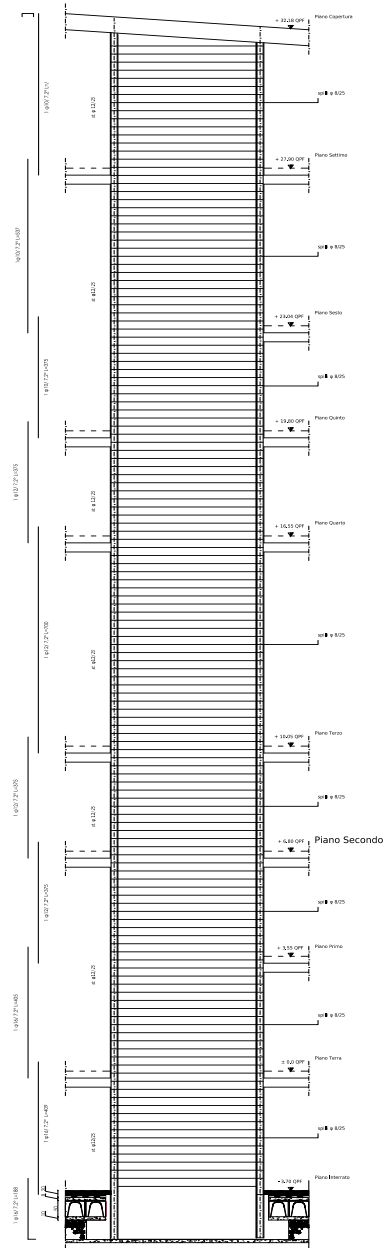
Materiali
 B450C C28/35
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

σ_c -11,38 N/mm²
 σ_s 279,5 N/mm²
 ϵ_s 1,398 ‰
 d 394 cm
 x 149,3 x/d 0,379
 δ 0,9138

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 3

Precompresso

SCHEMI FERRI CONTROVENTO



VERIFICA SOLAIO IN LEGNO

Si è verificata la resistenza del solaio in legno esistente tramite il metodo delle tensioni ammissibili:

Luce travetto L	5,10 m		
Base b	160 mm		
Altezza h	250 mm		
Interasse (ipotizzato)	0,50 m		
J	208333333,3 m ⁴		
G1+G2+Q	8 kN/m ²		
p	4 kN/m		
M	$p \cdot L^2 / 8$		
	$4 \cdot 5,1^2 / 8 =$	13 kNm	
f	$(5/384) \cdot p \cdot [L^4 / (10000 \cdot J)] < L/250$		(con L/250=20,40 mm)
	$(5/384) \cdot 4 \cdot (5100^4 \cdot 208333333,3) =$	16,91	VERIFICATO
W	$b \cdot h^2 / 6$		
	$160 \cdot 250^2 / 6 =$	1666666,7	mm ³
δ	$M/W < 8$		
	$13 / 1666666,7 =$	0,0000078	VERIFICATO