



COMUNE DI ALONTE
Provincia di Vicenza

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTO PER LA COSTRUZIONE DI UN CENTRO DI AGGREGAZIONE SOCIALE

COMMITTENTE

Comune di Alonte (Vi)

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Arch. Andrea Dovigo

PROGETTO

Arch. Caterina Zaupa Arch. Enzo Guiotto

PROGETTO STRUTTURE

Ing. Nicola Turcato

ALLEGATO

ELABORATO

AII. D

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

DATA

22.05.2015

AGGIORNAMENTI

00/.

Sommario

1	PREMESSA	2
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	2
3	DESCRIZIONE DELLA TIPOLOGIA COSTRUTTIVA	2
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
5	MATERIALI UTILIZZATI	3
5.1	CALCESTRUZZO PER C.A.....	3
5.2	ACCIAIO PER C.A.	4
5.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA.....	4
6	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	4
7	METODO DI ANALISI	4
7.1	CALCOLO	4
7.2	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA	4
8	MODELLI NUMERICI DI CALCOLO	4
9	AZIONI DI PROGETTO	4
9.1	CARICHI ACCIDENTALI.....	4
9.1.1	<i>Azione della neve sulla copertura</i>	4
9.1.2	<i>Azione del vento</i>	5
9.2	CARICHI PERMANENTI.....	5
9.2.1	<i>Primo impalcato (Solaio predalle 20+5cm)</i>	5
9.2.2	<i>Secondo impalcato laterocemento (Solaio bausta 20+5cm)</i>	5
9.2.3	<i>Secondo impalcato in lamiera hi-bond e orditura metallica</i>	5
9.2.4	<i>Muratura di tamponamento a secco in cartongesso</i>	5
9.3	AZIONE SISMICA	5
9.4	COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI	9
9.5	COMBINAZIONI DI CARICO	9
10	VERIFICA DELLE STRUTTURE	11
10.1	VERIFICA DELLE STRUTTURE ORIZZONTALI	12
10.1.1	<i>Verifica dei solai prefabbricati</i>	14
10.1.2	<i>Verifica travi secondarie HEA180</i>	14
10.1.3	<i>Verifica trave principale filo 3</i>	15
10.2	VERIFICA GIUNTI	15
10.2.1	<i>Giunto HEA180-IPE330</i>	15
10.3	VERIFICA DELLE STRUTTURE VERTICALI	16
10.3.1	<i>Setto 10</i>	16
10.4	VERIFICA STRUTTURE DI FONDAZIONE	19
10.4.1	<i>Verifica trave filo B</i>	19
11	VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI DANNO (SLD)	21

1 Premessa

Nella presente relazione di calcolo sono riportate le verifiche dei principali elementi strutturali dell'edificio a destinazione ricreativa in Via Roma ad Alonte, provincia di Vicenza.

La relazione elenca la normativa di riferimento utilizzata, riporta i carichi permanenti ed accidentali, specifica le caratteristiche dei materiali, descrive le ipotesi di calcolo assunte nelle operazioni di progetto e riporta il calcolo e le verifiche strutturali degli elementi più significativi.

Per tutte le opere restanti non verificate esplicitamente nella presente relazione di calcolo si sono utilizzate le stesse ipotesi, metodologie e criteri di calcolo di quelle riportate nella relazione stessa.

2 Descrizione dell'opera

L'edificio oggetto della presente relazione presenta una regolare inscritto in un rettangolo con dimensioni 16.70m di lunghezza per circa 12.00 di larghezza. In una piccola parte della pianta del fabbricato l'elevazione si sviluppa su due piani complessivi di cui uno interrato e uno fuori terra. La maggior parte dell'edificio invece è costituita dal solo piano terra. Esternamente è presente anche un'area porticata coperta con brie-soleil ombreggianti di dimensioni approssimativa di 9.50m per 3.50m.

3 Descrizione della tipologia costruttiva

Si descrive brevemente la struttura portante di progetto del nuovo edificio:

- Le fondazioni saranno realizzate con travi continue per la parte di edificio costituita dal solo piano terra e da una platea di spessore 35cm nella porzione di edificio costituita da un piano interrato ed uno fuori terra. Le travi continue fungono anche da collegamento realizzando così un graticcio di fondazione.
- La struttura del piano interrato è costituita da una muratura perimetrale e alcuni setti intermedi in cemento armato di spessore 25cm.
- La struttura portante verticale in elevazione sarà realizzata con setti in cemento armato di spessore 20cm, con altezza di circa 320cm, disposti principalmente lungo il perimetro dell'edificio.
- Sono presenti alcuni pilastri in cemento armato ed alcuni pilastri metallici che hanno solo il compito di sostenere i carichi gravitazionali, essendo stati considerati elementi secondari ai fini della resistenza alle azioni orizzontali.
- Il primo impalcato, presente nella sola zona cucina dove esiste il piano interrato, è costituito da un solaio predalle di spessore 20+5cm. L'impalcato costituisce un piano rigido essendo presente una cappa in cemento armato di spessore 5cm armata con rete elettrosaldata.
- La platea di fondazione assieme alle murature del piano interrato e al primo impalcato costituiscono una struttura scatolare molto rigida che si può assimilare a un'unica fondazione.
- La copertura della zona cucina è realizzata con un solaio in latero-cemento di spessore totale 25cm;
- La copertura della zona con un unico piano invece viene realizzata con lamiera grecata Hi-bond e soletta collaborante di 5cm di spessore;
- Il raccordo tra le due tipologie di solaio è realizzato attraverso una trave in cemento armato che li rende di fatto solidali;
- Tutti e due i solai di copertura costituiscono un piano rigido essendo presente la soletta in cemento armato e dei pioli tipo Nelson che collegano la soletta con le travi principali metalliche.

L'opera ricade in comune di Alonte, provincia di Vicenza, che è situato in zona sismica "3" secondo quanto indicato dalla classificazione imposta dalle Norme Tecniche sulle Costruzioni del 14/01/2008.

Il calcolo delle strutture sarà pertanto eseguito tenendo conto dei criteri antisismici previsti.
Le opere oggetto della presente relazione sono caratterizzate da una vita nominale $V_n = 50$ anni e da una Classe d'uso II.

4 Normativa di Riferimento

Nel dimensionamento delle strutture ci si è attenuti alle prescrizioni dettate dalla Normativa vigente ed in particolare:

Strutture:

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

- D.M. 14 Gennaio 2008

Norme Tecniche per le costruzioni

- Circolare Ministero LL.PP. 02 Febbraio 2009 N. 617.

Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 Gennaio 2008

5 Materiali utilizzati

5.1 Calcestruzzo per c.a.

- Strutture di fondazione

$R_{ck} \geq 30$ MPa

- Pilastri e strutture orizzontali

$R_{ck} \geq 35$ MPa

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$$

(resistenza caratteristica a compress.)

$$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5$$

(resistenza di calcolo a compressione)

$$f_{ctd} = 0.7 \times 0.27 \times R_{ck}^{2/3} / 1.5$$

(resist. di calcolo a trazione)

5.2 Acciaio per c.a.

- Per ogni tipo di struttura

$$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} \geq 391 \text{ MPa}$$

$$E_s = 206 \text{ GPa}$$

B450C

(resistenza caratt. a snervamento)

(resistenza di calcolo a snervamento)

(modulo di elasticità)

5.3 Acciaio per carpenteria metallica

Tensione di snervamento

Tensione ammissibile

S275

$$f_y \geq 275 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,adm} = 190 \text{ MPa}$$

6 Caratteristiche del terreno

Le caratteristiche del suolo sono desunte dalla relazione geologica e geotecnica allegata al progetto esecutivo

Per quanto riguarda la caratterizzazione sismica del terreno è stata assunta una categoria di suolo tipo "B", dato l'addensamento medio del terreno sottostante l'edificio.

7 Metodo di analisi

7.1 Calcolo

Per il calcolo di sollecitazioni e deformazioni delle strutture si sono adottate le ipotesi di materiali linearmente elastici. Le analisi sono svolte nelle ipotesi di piccoli spostamenti e deformazioni.

7.2 Dimensionamento e Verifica

La fase di dimensionamento e verifica a flessione, taglio e sforzo normale è stata eseguita adottando il criterio semiprobabilistico agli **Stati Limite**.

8 Modelli numerici di calcolo

Per le analisi numeriche si sono adottati i seguenti codici di calcolo.

- **VCA-SLU** – redatto dal prof. Gelfi. – Università di Brescia.

9 Azioni di progetto

Oltre ai carichi permanenti portati e al peso proprio delle strutture, nel progetto dell'edificio si sono considerate le azioni accidentali di seguito elencate.

9.1 Carichi accidentali

9.1.1 Azione della neve sulla copertura

Il carico accidentale dovuto alla neve è valutato con l'espressione: $q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$.

- Zona 1 (Alpina), elevazione $a_s < 200\text{m} \rightarrow q_{sk} = 1.50 \text{ kN/m}^2$
- coefficiente di forma della copertura: tetto piano $\alpha = 0.0^\circ$ si ottiene: $\mu_1 = 0.80$;
- C_E = coefficiente per classi di topografia = 1;
- C_t = coefficiente termico = 1;

Il carico massimo da neve di progetto è pertanto: $q_s = 1.50 \times 0.80 \times 1 \times 1 = 1.20 \text{ kN/m}^2$.

Nel modello di calcolo si sono comunque considerate le combinazioni previste dalla normativa.

9.1.2 Azione del vento

La pressione esercitata dal vento si ricava come: $p = q_b \times c_e \times c_p \times c_d$

dove:

$$-q_b = 0.5 \rho v_b^2 = 0.5 \times 1.25 \times 25^2 = 390.6 \text{ N/m}^2$$

-coeff. di esposizione: per zona I; Categoria III; classe di rugosità C, si ottiene:

$$K_r = 0.20; z_0 = 0.10\text{m}; z_{\min} = 5\text{m}; z = 4.7\text{m} \rightarrow c_e = 1.67 \text{ (con } c_t = 1.0)$$

-Si assume poi: $c_p = c_d = 1$

Si ottiene pertanto $p = 0.39 \times 1.67 = 0.65 \text{ kN/m}^2$

9.2 Carichi permanenti

Si riportano di seguito le analisi dei carichi da considerarsi agenti sui vari elementi strutturali:

9.2.1 Primo impalcato (Solaio predalle 20+5cm)

Solaio 20+5cm	3.70	kN/m ²
Sottofondo	0.50	kN/m ²
Massetto per pendenze	1.00	kN/m ²
Guaine e isolamento	0.15	kN/m ²
Pavimento	0.35	kN/m ²
Divisori	1.00	kN/m ²
TOTALE	6.60	kN/m²

9.2.2 Secondo impalcato laterocemento (Solaio bausta 20+5cm)

Solaio 20+5cm passo 50cm	3.45	kN/m ²
Massetto per pendenze	1.00	kN/m ²
Guaine e isolamento	0.30	kN/m ²
Ghiaino di protezione guaine	0.95	kN/m ²
Intonaco	0.30	kN/m ²
TOTALE	6.00	kN/m²

9.2.3 Secondo impalcato in lamiera hi-bond e orditura metallica

Orditura secondaria	0.25	kN/m ²
Lamiera hi-bond con soletta collaborante	2.50	kN/m ²
isolamento	0.20	kN/m ²
controsoffitto	0.40	kN/m ²
Impianti appesi	0.30	kN/m ²
Tetto verde	2.10	kN/m ²
TOTALE	5.75	kN/m²

9.2.4 Muratura di tamponamento a secco in cartongesso

2+2 lastre in cartongesso	0.65	kN/m ²
Isolante intermedio	0.30	kN/m ²
Rasatura	0.50	kN/m ²
TOTALE	1.35	kN/m²

9.3 Azione sismica

La valutazione delle azioni sismiche è stata svolta nel rispetto delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008. Si deve valutare l'azione sismica sulla struttura in relazione al

posizionamento geografico dell'opera, alla tipologia di suolo di fondazione e alla vita utile stimata dell'edificio.

L'edificio, situato in comune di Alonte, in Via Roma, ha le seguenti coordinate geografiche:

N: 45.367

E: 11.425

Il terreno è classificabile in categoria B e il coefficiente topografico assunto è T1.

La vita nominale dell'opera è: $V_N = \geq 50$ anni

L'opera ricade nella Classe d'uso II

Il periodo di riferimento V_R risulta quindi $V_R = 50 \times 1.0 = 50$ anni.

L'edificio in oggetto è regolare in altezza ed è costituito da una struttura portante a pareti non accoppiate in classe di duttilità "B"

La normativa consiglia, per questa tipologia di struttura, di adottare un fattore di struttura:

$q_0 = 3.0$

Si ottiene quindi:

$$q = K_r q_0 = 1.0 \times 3.0 = 3.0$$

Di seguito si riportano i parametri sismici utilizzati per le analisi e il grafico dello spettro conseguente:

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.114 g
F_e	2.483
T_c	0.291 s
S_s	1.200
C_c	1.408
S_T	1.000
q	3.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	0.333
T_B	0.136 s
T_C	0.409 s
T_D	2.058 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10\lambda(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_e \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_e} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_e$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_e \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

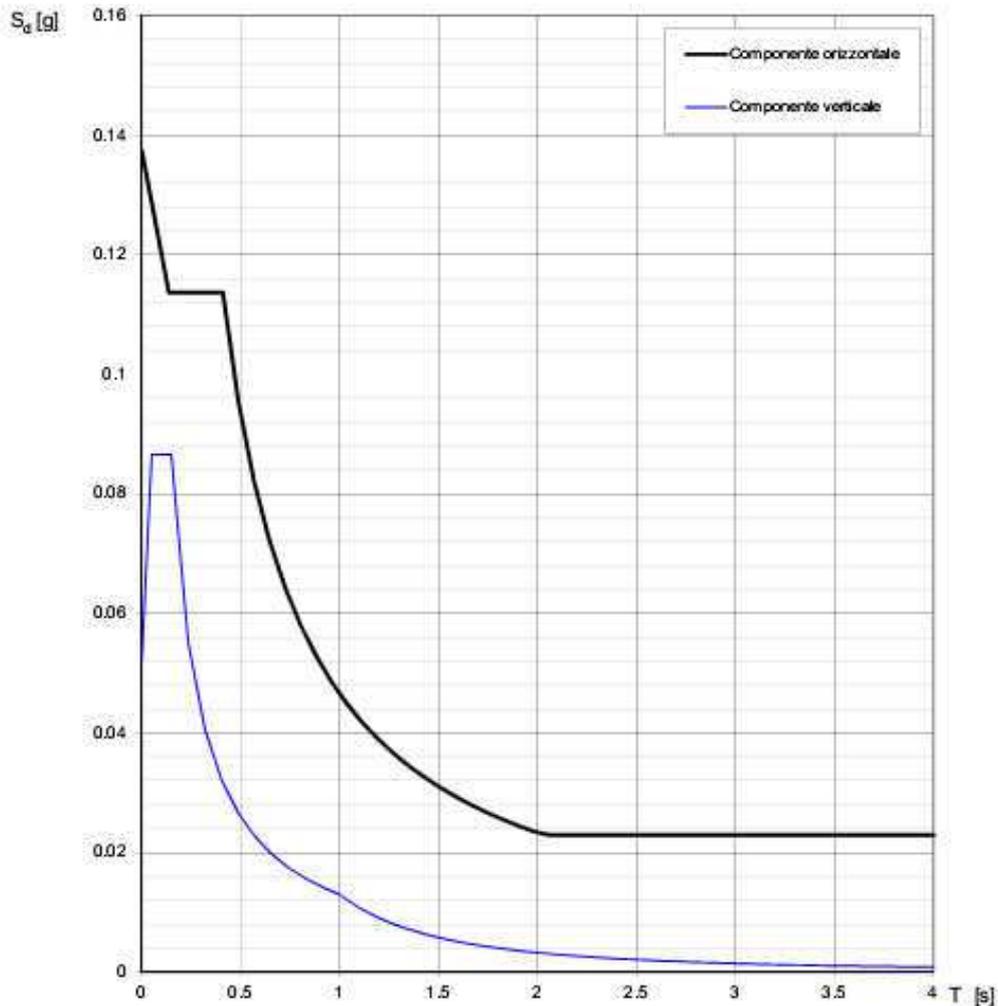
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_e \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ulimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.137
$T_B \leftarrow$	0.136	0.114
$T_C \leftarrow$	0.409	0.114
	0.488	0.095
	0.566	0.082
	0.645	0.072
	0.723	0.064
	0.802	0.058
	0.880	0.053
	0.959	0.049
	1.037	0.045
	1.116	0.042
	1.194	0.039
	1.273	0.037
	1.351	0.034
	1.430	0.033
	1.508	0.031
	1.587	0.029
	1.665	0.028
	1.744	0.027
	1.822	0.026
	1.901	0.024
	1.979	0.024
$T_D \leftarrow$	2.058	0.023
	2.150	0.023
	2.243	0.023
	2.335	0.023
	2.428	0.023
	2.520	0.023
	2.613	0.023
	2.705	0.023
	2.798	0.023
	2.890	0.023
	2.983	0.023
	3.075	0.023
	3.168	0.023
	3.260	0.023
	3.353	0.023
	3.445	0.023
	3.538	0.023
	3.630	0.023
	3.723	0.023
	3.815	0.023
	3.908	0.023
	4.000	0.023

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

La metodologia di calcolo utilizzata è quella di analisi dinamica modale.

L'analisi dinamica modale consiste nella realizzazione di un modello tridimensionale dell'edificio cui vanno associate le masse date dai pesi propri, permanenti e sovraccarichi accidentali secondo quanto calcolato nel seguente paragrafo 9.4.

Vanno considerati nell'analisi tutti i modi con massa partecipante significativa fino al raggiungimento di una massa partecipante totale dell'85%. La combinazione dei modi al fine di calcolare sollecitazioni e spostamenti complessivi viene effettuata calcolando la radice quadrata della somma dei quadrati dei risultati ottenuti per ciascun modo se il periodo di ciascun modo differisce di più del 10% da tutti gli altri. In alternativa è utilizzata la combinazione quadratica completa secondo quanto specificato nelle Norme Tecniche.

Gli effetti torsionali accidentali sono tenuti in conto applicando ad ogni piano la forza sismica F_i con un'eccentricità e_{ai} in ogni direzione, pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione del sisma.

9.4 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

La verifica allo stato limite ultimo (SLU) o di danno (SLD) deve essere effettuata per la seguente combinazione dell'azione sismica con le altre azioni.

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

dove:

E è l'azione sismica per lo stato limite in esame

G₁ carichi dati dal peso proprio della struttura

G₂ carichi dati dai sovraccarichi permanenti e dal peso proprio degli elementi non strutturali

ψ_{2i} coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi - permanente dell'azione variabile Q_i

Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

Coefficiente ψ_{2i} per varie destinazioni d'uso

Destinazione d'uso	ψ_{2i}
Categoria A, ambienti ad uso residenziale	0.30
Categoria B, uffici	0.30
Categoria C, ambienti suscettibili di affollamento	0.60
Categoria D, ambienti ad uso commerciale	0.60
Categoria E, biblioteche, archivi, magazzini	0.80
Categoria F, rimesse e parcheggi (auto<30kN)	0.60
Categoria G, rimesse e parcheggi (auto>30kN)	0.30
Categoria H coperture	0.00
vento	0.00
Neve a quota <1000m	0.00
Neve a quota >1000m	0.20
Variazione termica	0.00

9.5 Combinazioni di carico

Come previsto dalla normativa si considerano le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

Nel seguito vengono riportate le condizioni elementari di carico e le combinazioni delle azioni utilizzate per il calcolo delle sollecitazioni agenti sia nel caso statico sia in presenza di azione sismica.

CONDIZIONI DI CARICO

N.	Nome	Tipo	Descrizione	Rara	SLU	G.L.
1	pp el	Dead Load (D)	peso proprio elementi strutturali modellati	1.0	1.3	1.0
2	pp	Dead Load (D)	peso proprio elementi strutturali non modellati e solai	1.0	1.3	1.0
3	perm	Dead Load (D)	sovraccarichi permanenti compiutamente definiti	1.0	1.3	1.0
4	tamponamenti	Dead Load (D)	peso proprio murature di tamponamento	1.0	1.3	1.0
5	Vento	Wind Load on Structure (W)	carico vento	1.0	1.5	0.0
6	Neve	Snow Load (S)	carico neve	1.0	1.5	0.0
7	Exm	Earthquake (E)	sisma X con eccentricità negativa			
8	Exp	Earthquake (E)	sisma X con eccentricità positiva			
9	Eym	Earthquake (E)	sisma Y con eccentricità negativa			
10	Eyp	Earthquake (E)	sisma Y con eccentricità positiva			

Sono indicati anche i coefficienti utilizzati nelle combinazioni di carico statiche.

La combinazione di carico G.L. comprende i carichi verticali agenti in caso di sisma opportunamente ridotti dai coefficienti ψ_{2i} forniti dalla normativa

COMBINAZIONI DI CARICO

Comb	Nome	Tipo
1	Rara	Add
2	SLU	Add
3	GL	Add
4	Exm	Add
5	Exp	Add
6	Eym	Add
7	Eyp	Add
8	Exm+0.3Eym	Add
9	Exm+0.3Eyp	Add
10	Exm-0.3Eym	Add
11	Exm-0.3Eyp	Add
12	-Exm+0.3Eym	Add
13	-Exm+0.3Eyp	Add
14	-Exm-0.3Eym	Add
15	-Exm-0.3Eyp	Add
16	Exp+0.3Eym	Add
17	Exp+0.3Eyp	Add
18	Exp-0.3Eym	Add
19	Exp-0.3Eyp	Add
20	-Exp+0.3Eym	Add

Comb	Nome	Tipo
21	-Exp+0.3Eyp	Add
22	-Exp-0.3Eym	Add
23	-Exp-0.3Eyp	Add
24	0.3Exm+Eym	Add
25	0.3Exm+Eyp	Add
26	0.3Exm-Eym	Add
27	0.3Exm-Eyp	Add
28	-0.3Exm+Eym	Add
29	-0.3Exm+Eyp	Add
30	-0.3Exm-Eym	Add
31	-0.3Exm-Eyp	Add
32	0.3Exp+Eym	Add
33	0.3Exp+Eyp	Add
34	0.3Exp-Eym	Add
35	0.3Exp-Eyp	Add
36	-0.3Exp+Eym	Add
37	-0.3Exp+Eyp	Add
38	-0.3Exp-Eym	Add
39	-0.3Exp-Eyp	Add
40	Env sisma	Envelope
41	Dimension	Envelope

Si riportano come esempio i coefficienti usati nella combinazione di carico:

- Exp+0.3Eyp: - Cond. Exp con coeff. 1.0
- Cond. Eyp con coeff. 0.3
- Cond. G.L. con coeff. 1.0

Nella combinazione di carico "Env Sisma" è stato fatto l'involuppo di tutte le combinazioni sismiche considerate mentre nella combinazione indicata come "Dimension" sono state considerate tutte le combinazioni di carico sismiche più la combinazione di carico "slu" (Combinazione n.2 + Combinazioni dalla n.8 alla n.39).

10 Verifica delle strutture

Le verifiche degli elementi strutturali vengono condotte utilizzando le sollecitazioni più significative derivanti dalle diverse combinazioni di carico sopra indicate in base alla tipologia dell'elemento strutturale da verificare.

Per le verifiche al taglio degli elementi in cemento armato si utilizzano le seguenti formule:

SEZIONI CON ARMATURA RESISTENTE AL TAGLIO: (D.M. 14 gen. 2008 p. 4.1.2.1.3.2)

La resistenza a taglio della trave è la minore delle due di seguito definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{rsd}, V_{rcd})$$

dove:

$$V_{rsd} = 0.9d(A_{sw}/s)f_{yd}(ctg\alpha + ctg\theta)\sin\alpha$$

$$V_{rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (ctg\alpha + ctg\theta)/(1 + ctg^2\theta).$$

dove si è posto:

$$\alpha_c = 1$$

$$\theta = 30^\circ$$

$$ctg\theta = 1.73$$

Per la comprensione dei simboli delle formule si rimanda alla normativa.

La verifica delle strutture è eseguita nel seguente ordine:

- Verifica delle strutture orizzontali;

10.1.1 Verifica dei solai prefabbricati

Queste strutture vengono calcolate dal produttore e fornitore. Si rimanda quindi alla relazione di calcolo redatta da un tecnico abilitato fornita dal costruttore e fornitore dei solai.

10.1.2 Verifica travi secondarie HEA180

Come si vede dalla planimetria allegata la trave più significativa tra quelle che compongono l'orditura secondaria è localizzata tra i fili A e B dato che ha la larghezza di influenza maggiore.

Si procederà alla verifica della campata tra i fili 3 e 4 che ha una luce di 567cm.

Si è adottato un profilo HEA180 reso collaborante con la soletta superiore mediante pioli di tipo Nelson. Nelle verifiche strutturali la collaborazione con la soletta in c.a. è stata trascurata a favore di sicurezza e tutte le sollecitazioni sono state affidate al profilo in acciaio.

Il momento sollecitante risulta:

$$M_d = 74.46 \text{ kNm}$$

Il taglio agente è:

$$V_d = 52.40 \text{ kN}$$

Di seguito si riporta la verifica della trave eseguita con il programma profili del prof. Gelfi dell'Università di Brescia.

Verifica Presso-Flessione - EC3 (edizione 1992) #5.5.4.

HE 180 A Acciaio S275 (Fe430) fy (N/mm2) 275

N_{Sd} [kN] 0

	Inflessione attorno all'asse	
	y - y	z - z
I_0 [m]	5.67	
Snellezza λ	76.11	0
$N_{b,Rd}$ [kN]	801.2	1 185
M_Q [kNm]	74.46	0
β_M	1.3	1.3
μ	-1.121	0.524
k	1	1
$M_{c,Rd}$ [kNm]	85.09	40.99
M_{Sd} [kNm]	74.46	0

Resistenza della sezione 0.766 OK ?

Instabilità flesso-torsionale 0.875 OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 2 - EC3 #5.5.4.(1)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0 + 0.875 + 0 = 0.875$$

OK

Non si verifica a svergolamento la trave in quanto vincolata superiormente alla soletta in cemento armato mediante pioli Nelson.

La verifica risulta quindi soddisfatta essendo $0.875 < 1$

10.1.3 Verifica trave principale filo 3

La trave principale più sollecitata è quella sul filo 3 essendo caratterizzata da una larghezza di influenza maggiore rispetto alle travi di bordo.

La luce maggiore si ha tra i fili B e C con un valore di 507cm.

Si è adottato un profilo IPE330 reso collaborante con la soletta superiore mediante pioli di tipo Nelson. Nelle verifiche strutturali la collaborazione con la soletta in c.a. è stata trascurata a favore di sicurezza e tutte le sollecitazioni sono state affidate al profilo in acciaio.

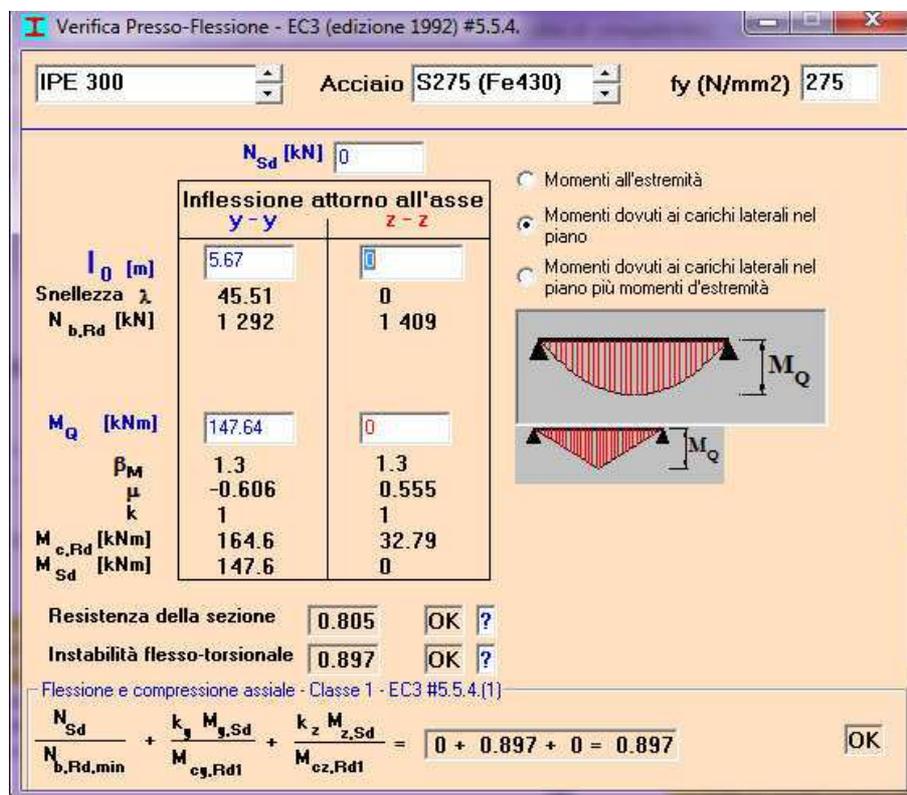
Il momento sollecitante risulta:

$$M_d = 147.64 \text{ kNm}$$

Il taglio agente è:

$$V_d = 87.14 \text{ kN}$$

Di seguito si riporta la verifica della trave eseguita con il programma profili del prof. Gelfi dell'Università di Brescia.



La verifica risulta quindi soddisfatta essendo $0.897 < 1$

10.2 Verifica giunti

10.2.1 Giunto HEA180-IPE330

Il giunto tra travi primarie e secondarie maggiormente sollecitato si trova sul filo 3 tra gli allineamenti A e B.

Il taglio sollecitante risulta $V_d = 52.40 \text{ kN}$

Si riporta di seguito la verifica del giunto bullonato, realizzato con giunto e coprigiunto e 2+2M16 cl. 8.8.

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8.8 diametro d: 16 f_{yb} : 640 f_{ub} : 800 N/mm²

Sezione filettata
 Sezione lorde

Area: 157.0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$: 60.29 kN
 Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$: 90.43 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$: 13.1 $F_{t,Sd}$: 0 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.217 + 0 = 0.217$$

OK

Rifollamento

Acciaio: S275 (Fe430) f_u : 430 N/mm²

spessore t: 6 mm
 diametro foro d_o : 18 mm
 distanze bordo e_1 : 30 e_2 : 30
 passo p_1 : 65 p_2 : 60

α : 0.556

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$: 45.87 kN Osservazioni

Risultano soddisfatte entrambe le verifiche, di resistenza del bullone e di rifollamento della piastra coprigiunto.

10.3 Verifica delle strutture verticali

Le strutture portanti verticali resistenti alle azioni orizzontali sono costituite da una maglia di setti di spessore 20cm disposti lungo il perimetro dell'area a destinazione commerciale-ricreativa dell'edificio. Si riporta di seguito la verifica dei pilastri maggiormente sollecitati.

10.3.1 Setto 10

Il setto 10 è costituito da una L in cemento armato di spessore 20cm con una gamba di lunghezza 100cm e l'altra di lunghezza 80cm.

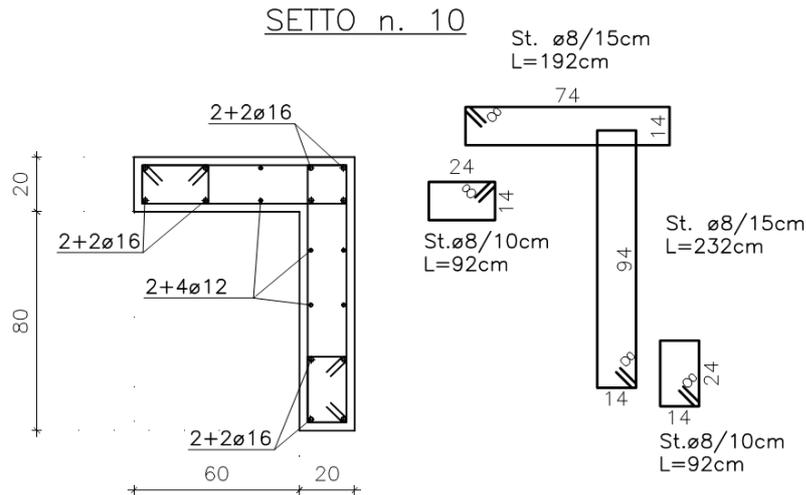
Le due lame in cemento armato, a favore di sicurezza, vengono verificate separatamente secondo del due direzioni principali trascurando l'incremento di resistenza dato dalla presenza della lama ortogonale alla direzione considerata.

Verifica setto 100x20 disposto lungo l'asse D.

Il massimo momento sollecitante risulta, $M_x = 120.50$ kNm che, amplificato dal criterio della gerarchia delle resistenze diventa $M_d = 155$ kNm.

Il taglio agente è $V = 54.00$ kN, che amplificato del 150% per effetto della gerarchia delle resistenze diventa $V_d = 81.00$ kN.

Il setto è armato con 2+2 ϕ 16 disposti alle estremità nelle zone critiche e con 2+2 correnti verticali ϕ 12. È prevista una staffatura della zona critica alle estremità con staffe ϕ 8/10cm. Le staffe esterne invece circondano l'intero pilastro e sono disposte con passo 15cm.



Di seguito si riporta la verifica a momento flettente e a taglio del setto:

Verifica C.A. S.L.U. - File: 3114-setto 100x20

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 14 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	20	0
3	20	100
4	0	100

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2.01	5	5
2	2.01	15	5
3	2.01	5	25
4	2.01	15	25
5	1.13	5	40
6	1.13	15	40

Tipologia: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 29.91 kN
 M_{xEd}: 155 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

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

Tipologia: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{Rd}: 347.3 kNm

Materiali: B450C C25/30

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}: 14.17 N/mm²
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75 N/mm²
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 13.64 ‰
 d: 95 cm
 x: 19.4 cm x/d: 0.2042
 δ: 0.7

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

Tipologia flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Verifica Taglio L _{critica}		NTC2008
θ =	30	
ctg θ =	1.732051	OK
V _{rsd} =	386.32 [kN]	
V _{rzd} =	522.39 [kN]	
V _{rd} =	386.32 [kN]	OK - V _{sd} < V _{rd} OK - V _{rzd} > V _{sd}

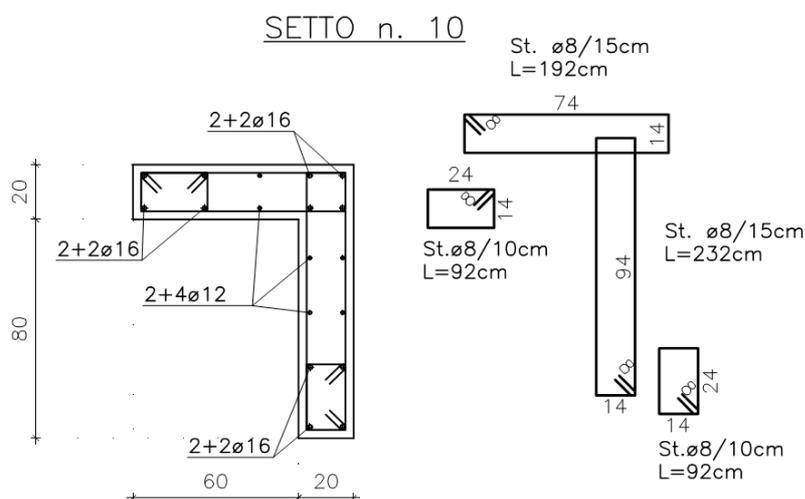
Il momento resistente e il taglio resistente sono superiori alle sollecitazioni agenti, le verifiche risultano quindi soddisfatte.

Verifica setto 100x20 disposto lungo l'asse D.

Il massimo momento sollecitante risulta, $M_x = 53.20$ kNm che, amplificato dal criterio della gerarchia delle resistenze diventa $M_d = 65.00$ kNm.

Il taglio agente è $V = 33.00$ kN, che amplificato del 150% per effetto della gerarchia delle resistenze diventa $V_d = 49.50$ kN.

Il setto è armato con $2+2\phi 16$ disposti alle estremità nelle zone critiche e con 2 correnti verticali $\phi 12$. È prevista una staffatura della zona critica alle estremità con staffe $\phi 8/10$ cm. Le staffe esterne invece circondano l'intero pilastro e sono disposte con passo 15 cm.



Di seguito si riporta la verifica a momento flettente e a taglio del setto:

Verifica C.A. S.L.U. - File: 3114-setto 80x20

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 14 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	20	0
3	20	80
4	0	80

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2.01	5	5
2	2.01	15	5
3	2.01	5	25
4	2.01	15	25
5	1.13	5	40
6	1.13	15	40

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 31.73 kN
 M_{xEd}: 65 kNm
 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro Baicentro cls Coord.[cm]

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

σ_{su}: 67.5 % σ_{c2}: 2 %
 f_{yd}: 391.3 N/mm² σ_{cu}: 3.5 %
 E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 14.17 %
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 σ_{syd}: 1.957 % σ_{c,adm}: 9.75 %
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

M_{xRd}: 246.3 kNm

σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 %
 ε_s: 11.57 %
 d: 75 cm
 x: 17.42 x/d: 0.2323
 δ: 0.7304

Verifica Taglio L _{critica}		NTC2008
Θ =	30	
ctg Θ =	1.732051	OK
V _{rsd} =	304.99 [kN]	
V _{rzd} =	412.41 [kN]	
V _{rd} =	304.99 [kN]	OK - V _s d < V _{rd} OK - V _r zd > V _s d

Il momento resistente e il taglio resistente sono superiori alle sollecitazioni agenti, le verifiche risultano quindi soddisfatte.

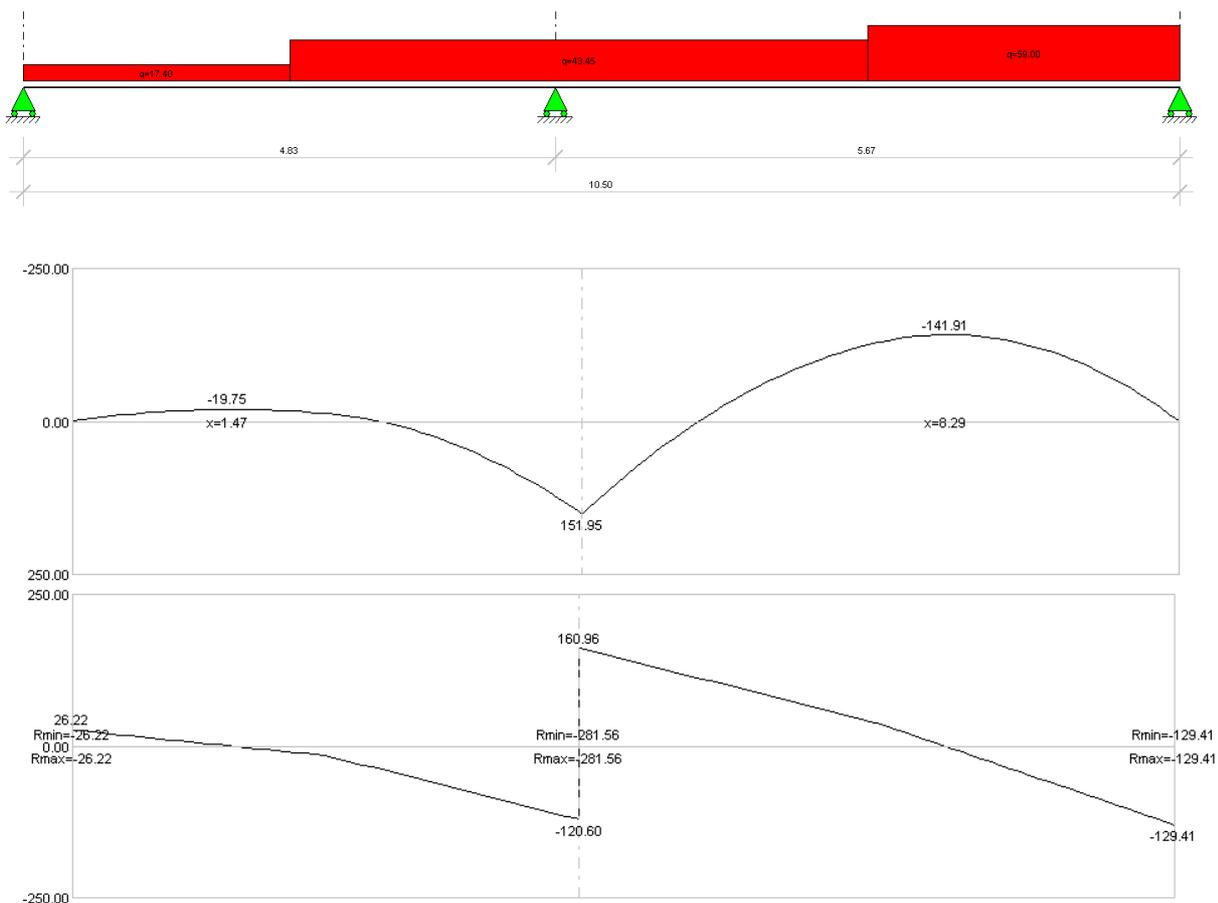
10.4 Verifica strutture di fondazione

Le fondazioni dell'edificio si possono suddividere in due porzioni, quella a un piano interrato e uno fuori terra in cui è presente una platea di spessore 35cm e quella con il solo piano in elevazione in cui sono presenti delle travi rovesce di fondazione con una sezione a T caratterizzata da uno zoccolo 50xh30cm e una parte superiore 30xh40cm.

La trave di fondazione più sollecitata è quella sul filo B che si va a verificare.

10.4.1 Verifica trave filo B

Di seguito si riporta lo schema della trave rovescia di fondazione sul filo B:



La sezione più sollecitata risulta essere quella in corrispondenza del pilastro all'intersezione dei fili B e 3.

Di seguito si riporta la verifica a momento e a taglio della trave di fondazione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 3114-setto 80x20

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	40	1	8.04	5
2	50	30	2	8.04	45
			3	10.05	65

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C25/30
 σ_{su} 67.5 ‰ σ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² σ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 σ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6 ‰
 τ_{ct} 1.829 ‰

M_{xRd} 362.8 kNm
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 16.42 ‰
 d 65 cm
 x 11.42 x/d 0.1757
 δ 0.7

Verifica Taglio L_{critica} NTC2008

$\Theta =$ 30

ctg $\Theta =$ 1.732051 OK

V_{rsd} = 417.63 [kN]
 V_{rzd} = 536.14 [kN]
 V_{rd} = 417.63 [kN]

OK - V_sd < V_{rd}
 OK - V_rcd > V_sd

Il momento resistente e il taglio resistente sono superiori alle sollecitazioni agenti, le verifiche risultano quindi soddisfatte.

La massima tensione sul terreno al di sotto della fondazione è

$$E_d = 1.26 \text{ daN/cm}^2$$

L'azione sollecitante risulta quindi inferiore al quella resistente di progetto $R_d = 1.30 \text{ daN/cm}^2$

11 Verifica dello stato limite di danno (SLD)

L'azione sismica di progetto da utilizzare per la valutazione degli spostamenti allo stato limite di danno si ottiene utilizzando lo spettro elastico relativo allo Stato Limite di Danno che di seguito si riporta:

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.042 g
F_o	2.564
T_C	0.263 s
S_S	1.200
C_C	1.437
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.126 s
T_C	0.378 s
T_D	1.768 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C/3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad \left| \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \right.$$

$$T_B \leq T < T_C \quad \left| \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \right.$$

$$T_C \leq T < T_D \quad \left| \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \right.$$

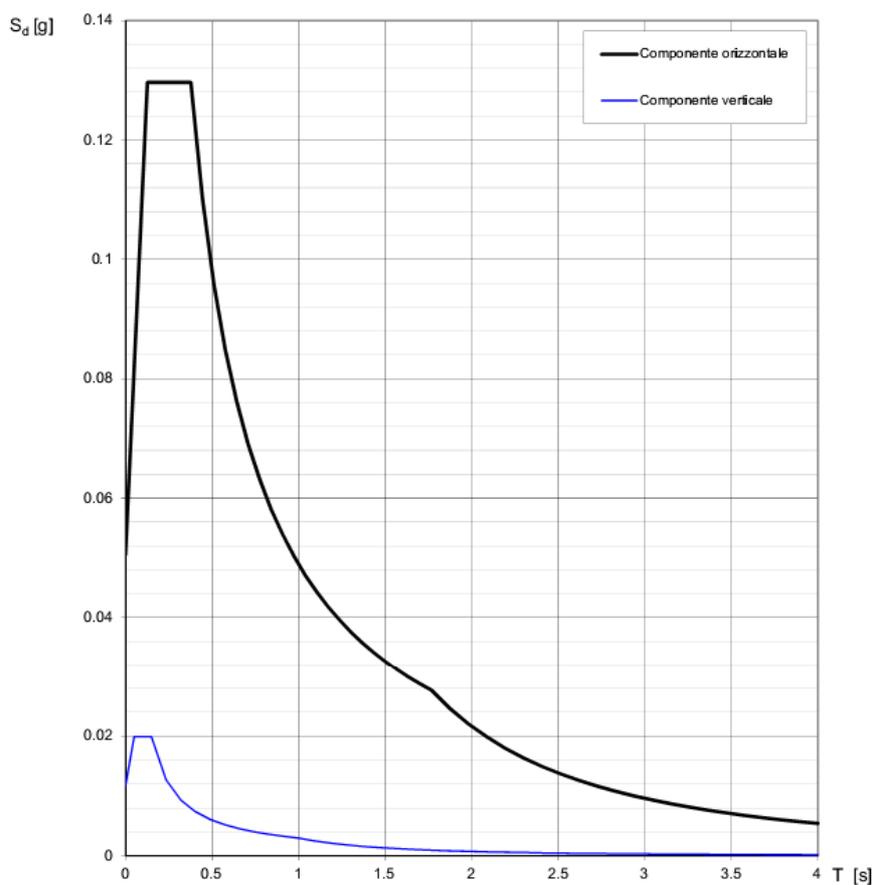
$$T_D \leq T \quad \left| \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \right.$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.051
$T_B \leftarrow$	0.126	0.130
$T_C \leftarrow$	0.378	0.130
	0.444	0.110
	0.510	0.096
	0.576	0.085
	0.643	0.076
	0.709	0.069
	0.775	0.063
	0.841	0.058
	0.907	0.054
	0.974	0.050
	1.040	0.047
	1.106	0.044
	1.172	0.042
	1.239	0.040
	1.305	0.038
	1.371	0.036
	1.437	0.034
	1.504	0.033
	1.570	0.031
	1.636	0.030
	1.702	0.029
$T_D \leftarrow$	1.768	0.028
	1.875	0.025
	1.981	0.022
	2.087	0.020
	2.194	0.018
	2.300	0.016
	2.406	0.015
	2.512	0.014
	2.619	0.013
	2.725	0.012
	2.831	0.011
	2.937	0.010
	3.044	0.009
	3.150	0.009
	3.256	0.008
	3.362	0.008
	3.469	0.007
	3.575	0.007
	3.681	0.006
	3.787	0.006
	3.894	0.006
	4.000	0.005

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



Nel caso di edifici con questa tipologia di struttura portante la verifica allo stato limite di danno si ritiene soddisfatta nel caso in cui risulti:

$$dr < 0.005 h$$

dove: - dr = massimo spostamento relativo di piano;

- h = altezza di interpiano.

Nel caso in esame risulta:

$dr, \max = 0.84 \text{ mm}$ (massimo spostamento del setto pilastro del portico vicino all'intersezione dei fili 1 e Cin corrispondenza della copertura)

$dr, \max = 0.84 \text{ mm} < 0.005 \times 320 = 16 \text{ mm}$ VERIFICA SODDISFATTA

Valdagno, 02 agosto 2012

Il progettista strutturale

Ing. Nicola Turcato