

INDICE

INDICE	1
1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	2
2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO	4
4 - TERRENO DI FONDAZIONE	6
5 - ANALISI DEI CARICHI	8
5.1 Carico statico accidentale.....	8
5.2 Carico da vento	8
6 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	10
6.1 Verifiche di regolarità	11
6.1.1 Verifiche di regolarità: Stazione Marinella.....	12
6.1.2 Verifiche di regolarità: Stazione Molosiglio.....	12
6.2 Classe di duttilità.....	13
6.3 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.	13
6.3.1 Spettri di Progetto: stazione Marinella.....	14
6.3.2 Spettri di Progetto: stazione Molosiglio.....	15
6.4 Metodo di Analisi.....	16
6.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica	17
6.6 Eccentricità accidentali	17
7 - AZIONI SULLA STRUTTURA	17
7.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita	17
7.2 Stato Limite di Danno	19
7.3 Stati Limite di Esercizio.....	20
8 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO	21
8.1 Denominazione	21
8.2 Sintesi delle funzionalità generali	21
8.3 Sistemi di Riferimento	22
8.3.1 Riferimento globale.....	22
8.3.2 Riferimento locale per travi	22
8.3.3 Riferimento locale per pilastri.....	23
8.3.4 Riferimento locale per pareti.....	23
8.4 Modello di Calcolo.....	24
8.4.1 Modello di Calcolo: stazione di Marinella.....	25
8.4.2 Modello di Calcolo: stazione di Molosiglio.....	26
8.5 Progetto e Verifica degli elementi strutturali	26
9 – PROGETTAZIONE/VERIFICA DEI SOLAI.....	28
10 –VERIFICA DEI RISULTATI.....	32
11 - TABULATI DI CALCOLO	34
12 - CONCLUSIONI	34

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'impianto di sollevamento Marinella è costituito da una zona interrata di forma in pianta pressoché rettangolare allungata di profondità massima rispetto al piano campagna pari a circa 10 m, all'interno della quale vi sono le vasche di carico e, in opportuni locali, le tubazioni di ingresso e di uscita con i relativi organi di comando e le pompe. Al di sopra della zona interrata è previsto un piccolo edificio fuori terra ad un solo livello che occupa solo una parte della superficie in pianta, in detto edificio sono alloggiati la griglia con i corrispondenti macchinari, la cabina elettrica con il locale trasformatori ed altri locali di servizio.

La vasca e tutti gli spazi interrati sono coperti da una soletta piena in c.a. di copertura, il cui estradosso è solo di poco sopraelevato rispetto al piano campagna (circa 30 cm) e costituisce il calpestio dei locali disposti nella parte in elevazione, la cui copertura è prevista con un solaio alleggerito laterocementizio a quota 6,60 dal piano campagna.

La struttura portante della parte in elevazione è costituita da un telaio ad un piano con pilastri 30x30 e travi 30x50 disposti su entrambe le direzioni ortogonali.

I pilastri poggiano direttamente sui diaframmi perimetrali o sulle pareti verticali interne che costituiscono la struttura della zona interrata.

L'intera zona interessata dallo scavo per la realizzazione della vasca è delimitata da una paratia di diaframmi dello spessore di 80 cm, di lunghezza circa 12 m su quasi tutto il contorno.

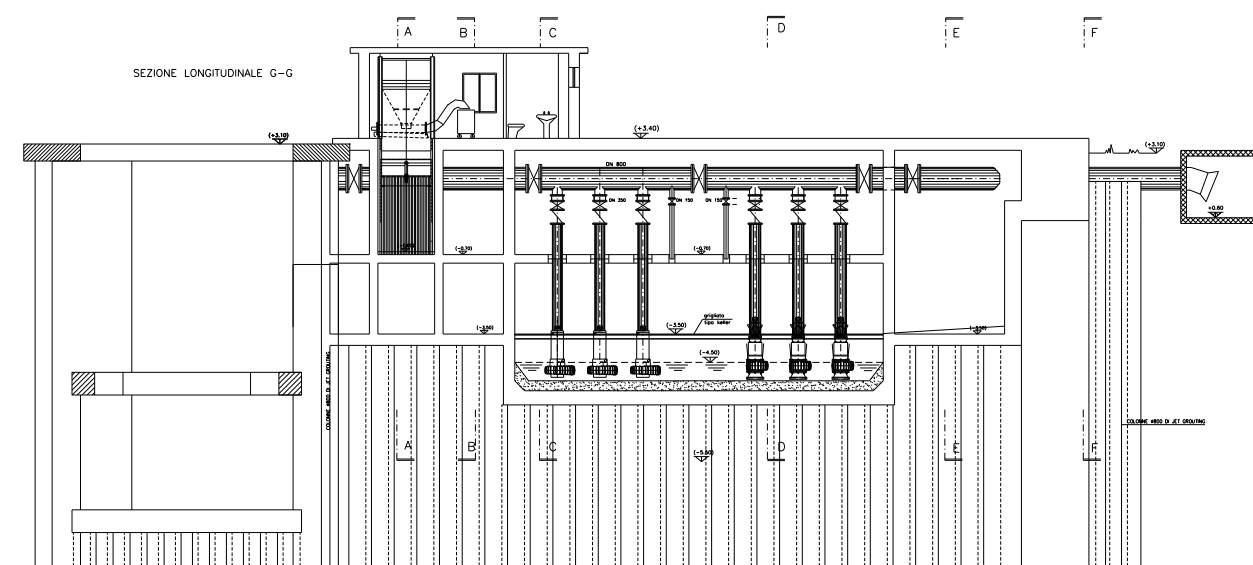
Su uno dei lati corti la vasca risulta addossata ad un pozzo di spinta già esistente per cui su quel lato di provvederà a realizzare un opportuno giunto sismico con tenuta idrica.

I diaframmi saranno realizzati previa esecuzione di un prescavo di circa un metro e saranno sormontati da un cordolo continuo che ne garantirà la solidarizzazione, fungendo anche da sostegno alla soletta in conglomerato cementizio armato.

In esercizio la suddetta soletta di copertura posta a quota +3,40 m e quella di fondo posta a quota - 3,50 m e -5,50 m insieme alle pareti verticali trasversali di separazione dei vari ambienti svolgeranno la funzione di puntoni ai diaframmi perimetrali.

Tutte le opere sono realizzate in conglomerato cementizio armato gettato in opera dimensionato in funzione delle necessità statiche e sismiche.

Impianto sollevamento Marinella



Al Molosiglio è prevista la costruzione di un manufatto interrato in cemento armato che costituisce la vasca di accumulo dei liquami e l'alloggio delle pompe, al piano campagna posto a circa 5,0 m dal piano strada di via Acton è prevista la realizzazione di un locale di manovra.

Le azioni previste sulla struttura sono legate alla destinazione d'uso e sono rappresentate da:

- ## Impianto sollevamento Molosiglio



2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

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

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

C.N.R. – UNI 10011

"Istruzioni per il calcolo l'esecuzione e il montaggio"

UNI ENV 1993-1-1

"Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-1 regole generali e regole per gli edifici"

UNI 11104:2004

UNI EN 206-1:2006

UNI EN 197

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

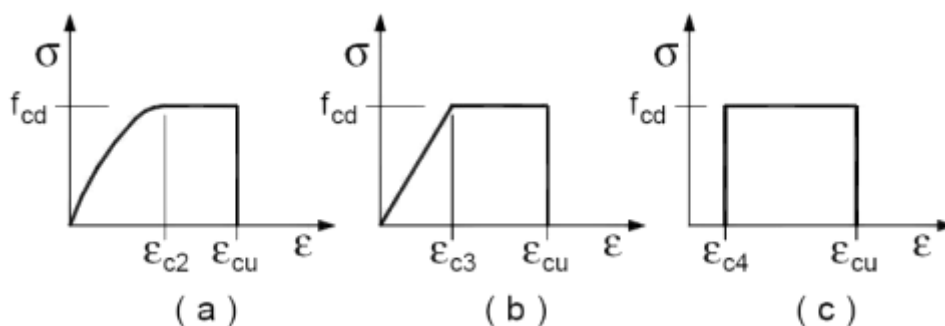
- a) **Conglomerato cementizio di resistenza caratteristica cubica, a 28 giorni di maturazione, non inferiore a 150 Kg/cm² [C12/15] per gli strati di magrone;**
- b) **Conglomerato cementizio di resistenza caratteristica cubica, a 28 giorni di maturazione, non inferiore a 300 Kg/cm² [C28/35] per le strutture;**
- c) **Acciaio ad aderenza migliorata B450C controllato in stabilimento e legature eseguite con filo di ferro ricotto per opere in cemento armato;**

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati nei **tabulati di calcolo**, nella relativa sezione e nella relazione sui materiali.

Per ciascuna classe di calcestruzzo impiegata sono riportati i valori di:

- *Resistenza di calcolo a trazione (f_{ctd})*
- *Resistenza a rottura per flessione (f_{ctm})*
- *Resistenza tangenziale di calcolo (τ_{Rd})*
- *Modulo elastico normale (E)*
- *Modulo elastico tangenziale (G)*
- *Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale (γ_c)*
- *Resistenza cubica caratteristica del materiale (R_{ck})*
- *Coefficiente di Omogeneizzazione*
- *Peso Specifico*
- *Coefficiente di dilatazione termica*

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



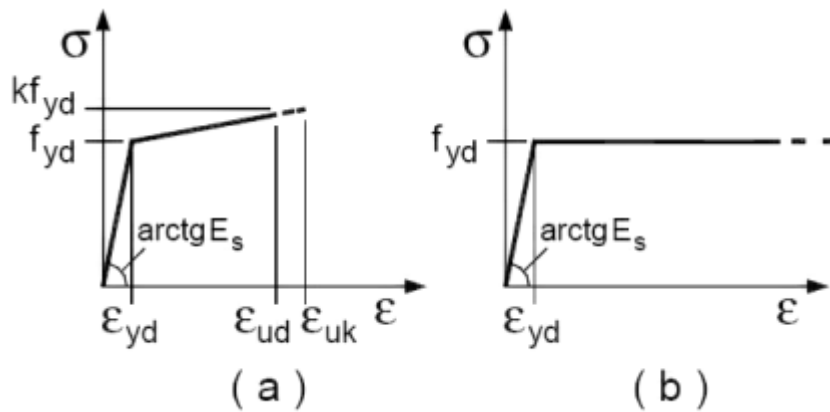
Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

La deformazione massima $\epsilon_{c \max}$ è assunta pari a 0.0035.

Relativamente all'acciaio per cemento armato sono riportati i valori di:

- *Tensione caratteristica di snervamento trazione (f_{yk})*
- *Modulo elastico normale (E)*
- *Modulo elastico tangenziale (G)*
- *Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale (γ_s)*
- *Peso Specifico*
- *Coefficiente di dilatazione termica*

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).



La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1.15.
Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

4 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le opere in progetto ricadono nella zona sud occidentale, inquadrata nel Foglio 184 della carta geologica d'Italia scala 1:100.000.

Come si legge nei Fogli 183 - 184 della Carta Geologica d'Italia in scala 1/100.000, i terreni più superficiali del sottosuolo del comprensorio sono rappresentati da:

- a': Terreni di riporto di discariche e suoli di varia età storica

ed in subordine da:

- t3: Prodotti piroclastici indifferenziati provenienti da vari centri eruttivi flegrei rappresentati da cineriti e pozzolane chiare.

I terreni di riporto in genere sono riferibili a litotipi vulcanici limoso - sabbiosi e a litotipi sedimentari sabbiosi, ghiaiosi e ciottolosi.

I prodotti piroclastici di solito sono a granulometria sabbiosa e sabbioso - limosa, sciolti o solo localmente poco addensati e si trovano in continuità sul tufo giallo napoletano.

Il tufo giallo napoletano è di età pleistocenica ed ha colmato antiche depressioni, regolando - così - pure la morfologia del comprensorio.

Il volume significativo di terreno interessato dalle fondazione è assimilabile ad un parallelepipedo avente lo stesso ingombro e forma in pianta con una profondità di circa 15,0 m.

La campagna prove per la definizione delle caratteristiche del volume significativo di terreno sottostante il fabbricato costata in :

Prima campagna prove antecedente il 1994:

- **un attento rilevamento geologico di superficie, esteso ad una zona più vasta del sito d'interesse avendo inquadrato preventivamente l'area nel contesto geologico strutturale regionale**
- **N° 4 Carotaggi continui**
- **N° 13 Prove penetrometriche di tipo SPT**
- **N° 4 misurazione della profondità della falda**

Seconda campagna prove eseguita nell'anno 2012

- N° 2 prove penetrometriche dinamiche continue
- N° 2 campioni di terreno indisturbato
- N° 2 misurazione della profondità della falda
- N° 2 MASW

I campioni prelevati dal sondaggio a carotaggio continuo alle varie profondità sono stati a loro volta oggetto delle prove di laboratorio di seguito elencate:

- N° 2 analisi granulometriche per setacciatura e sedimentazione
- N° 2 determinazione del peso di volume naturale
- N° 2 prove di taglio diretto

In merito all'aspetto idrogeologico dell'area di intervento, lo studio condotto ha evidenziato la presenza di falde ad una quota di circa 2,0 – 3,0 m dal piano campagna. La falda risulta essere poco profonda e ciò è anche riconducibile alla quota del piano campagna molto prossima a quella marina.

Valutata la situazione stratigrafica e idrogeologica è da escludere che si verifichino fenomeni di liquefazione.

Nel sottosuolo non è stata riscontrata la presenza di cavità.

La caratterizzazione geotecnica dei terreni è riassunta nella seguente tabella:

Descrizione del terreno	Q_i	Q_f		Peso sp.	K_z	K_o	f_i	C_{eff}	C_u	Ed
Stratigrafie										
Riporto	0,0	4,0		16000	50	20	30	0	0	5
Sabbia	4,0	20,0		21000	50	20	30	0	0	13
Q_i =Quota iniziale dello strato (Riferito alla quota iniziale della stratigrafia)										
Q_f =Quota finale dello strato (Riferito alla quota iniziale della stratigrafia)										
Peso sp.=Peso specifico del terreno										
K_z =Costante di sottofondo in verticale										
K_o =Costante di sottofondo orizzontale (media aritmetica fra le costanti lungo X e lungo Y)										
f_i =Angolo di attrito interno										
C_{eff} =Coesione efficace										
C_u =Coesione										
Ed=Modulo edometrico.										

Il peso specifico in acqua si assume pari a 8 kN/m³.

Inoltre essendo stato previsto il consolidamento del terreno con C.T.C. (jet-grouting) si è potuto considerare il suolo elastico alla Winkler con una costante di sottofondo invariabile con la profondità.

La categoria topografica attribuita secondo la tabella 3.2.IV del DM2008 è la T1

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s secondo la tabella 3.2.V del DM2008 è riportato nella tabella seguente in funzione dello stato limite considerato.

Descrizione "Stato Limite"	Tr	Ag	Fo	T*c	Ss	Cc
Stato Limite Operatività	45	0.0558	2.345	0.304	1.50	1.56
Stato Limite Danno	75	0.0737	2.325	0.321	1.50	1.53
Stato Limite salvaguardia Vita	712	0.1916	2.372	0.339	1.43	1.51
Stato Limite prevenzione Collasso	1462	0.2397	2.440	0.341	1.35	1.50

Tr = Periodo di ritorno dell'azione sismica (espresso in anni)
 Ag = Accelerazione orizzontale massima del terreno
 Fo = Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
 T*c = Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
 Ss = Coefficiente di Amplificazione Stratigrafica
 Cc = Coefficiente di Amplificazione di Tc

Il coefficiente di amplificazione Topografico ST secondo la tabella 3.2.VI del DM2008 è 1,0

5 - ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica. Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl.Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni"

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, sono riportate nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

5.1 Carico statico accidentale

I carichi considerati sull'impalcato di calpestio sono quelli legati all'uso abitativo dello stabile e pertanto pari a:

Industriale solette di calpestio **6,0 kN/mq** **(Cat. E2 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)**
Coperture accessibili solaio di copertura **2,0 kN/mq** **(Cat. C2 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)**

Per il piano di copertura considerando che il carico da neve è pari a 0,6 kN/mq e che non si è ritenuto opportuno cambiare le caratteristiche geometriche e meccaniche del solaio si applica in copertura gli stessi carichi adottati per gli impalcati dei piani inferiori.

5.2 Carico da vento

Napoli (provincia di Napoli) ricade in zona 3 a cui corrispondono valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 e k_a pari a 27 m/s, 500 m e 0.020/s, rispettivamente.

L'altezza del sito ove sorge la costruzione è 7 m slm, pertanto

$$a_s \leq a_0 \text{ e } v_b = v_{z_0} = 27/5$$

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$P = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove

q_b è la pressione cinetica di riferimento;

c_e è il coefficiente di esposizione;

c_p è il coefficiente di forma;

c_d è il coefficiente dinamico assunto cautelativamente pari ad 1.

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m^2) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove

v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$.

Ricadendo Napoli in zona 3, essendo la classe di rugosità del terreno è di tipo B, la categoria di esposizione del sito è la III a cui corrispondono k_r , z_0 e z_{min} pari a 0,20, 0,10 m, 5 m, rispettivamente.

Poiché la struttura in oggetto ha altezza massima pari a 4,00 m, il coefficiente di esposizione ha valore pari a:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2,31$$

dove c_t è il coefficiente di topografia posto pari ad 1.

Il coefficiente dinamico viene assunto cautelativamente pari ad 1.

Per la valutazione della pressione esterna si assume un coefficiente di forma per gli elementi sopravento con inclinazione sull'orizzontale $0^\circ < \alpha < 20^\circ$ pari a $c_{pe} = -0,4$ per elementi sopravento e per elementi sottovento.

Per la valutazione della pressione interna si assume $c_{pi} = 0,2$ (+ o -) avendo pareti con aperture di superficie inferiore a 1/3 di quella totale.

La pressione del vento tangenziale agli elementi è data dall'espressione:

$$P_f = q_b \cdot c_e c_f$$

dove

q_b è la pressione cinetica di riferimento;

c_e è il coefficiente di esposizione;

c_f è il coefficiente di attrito assunto pari a 0,4 per lamiere ondulate;

Pertanto

- la pressione del vento agente per **azione normale alla parete**, considerando la condizione più gravosa, risulta essere pari a ($p = q_b c_e c_p c_d$):

parete verticale sopravento ($c_p + 0,8$) = 840 N/m^2

parete verticale sottovento ($c_p - 0,4$) = -420 N/m^2

per copertura ($c_p - 0,4$) = + o - 420 N/m^2

- la pressione del vento agente per **azione tangenziale alla parete**, considerando la condizione più gravosa, risulta essere pari a ($p = q_b c_e c_f$):

parete /copertura ($c_f + 0,04$) = 42 N/m^2

6 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum ED50:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
40.8539	14.2506	7

Classe dell'edificio

Classe 3

Vita Nominale della Struttura

50

Periodo di Riferimento per l'azione sismica

anni 75

Coordinate geografiche Edificio

(datum ED50)

Latitudine

40.8538889

Altitudine

7

Longitudine

14.2505556

...da archivio Comuni

Il coefficiente d'uso C_u è posto pari a 1,0 secondo tabella 2.4.II del D.M.2008

Descrizione "Stato Limite"	Tr	Ag	Fo	T*c	Ss	Cc
Stato Limite Operatività	45	0.0558	2.345	0.304	1.50	1.56
Stato Limite Danno	75	0.0737	2.325	0.321	1.50	1.53
Stato Limite salvaguardia Vita	712	0.1916	2.372	0.339	1.43	1.51
Stato Limite prevenzione Collasso	1462	0.2397	2.440	0.341	1.35	1.50

Tr = Periodo di ritorno dell'azione sismica (espresso in anni)

Ag = Accelerazione orizzontale massima del terreno

F0 = Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T*c = Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Ss = Coefficiente di Amplificazione Stratigrafica

Cc = Coefficiente di Amplificazione di Tc

Il Comune di Napoli della provincia di Napoli ricade in zona sismica 2.

Per quanto attiene alla valutazione dell'azione sismica agente sulla parte interrata delle stazioni di sollevamento denominate Marianella e Molosiglio si rimanda alla relazione sulle fondazioni ed al calcolo dei diaframmi e dei solai che ne costituiscono i puntoni, nella relazione presente si riportano le considerazioni inerenti la parte in elevazione della stazione Marinella, fondata sul cordolo superiore dei diaframmi, e di quella di Molosiglio fondata sui diaframmi e su pali-

I valori del coefficiente di struttura considerato per lo stato limite ultimo e per le due direzioni X ed Y considerate sono riportati nella tabella seguente:

Fattore di struttura per stazione Marinella.

Fattori di Riduzione degli Spettri (fattori di struttura)			
Calcolo automatico dei fattori per sisma orizzontale <input checked="" type="checkbox"/>			
SLU per sisma orizzontale	[da calcolo]	Direzione X 3.15	Direzione Y 3.15
Rapporto α_U/α_1	[da calcolo]	1.05	1.05
SLU per sisma verticale		1.50	
SLD per sisma orizzontale e verticale		1.00	
Fattore di riduzione di q_0 (Kw)		1.00	

Fattore di struttura per stazione Molosiglio.

Fattori di Riduzione degli Spettri (fattori di struttura)			
Calcolo automatico dei fattori per sisma orizzontale <input checked="" type="checkbox"/>			
SLU per sisma orizzontale	[da calcolo]	Direzione X 3.30	Direzione Y 3.30
Rapporto α_U/α_1	[da calcolo]	1.10	1.10
SLU per sisma verticale		1.50	
SLD per sisma orizzontale e verticale		1.00	
Fattore di riduzione di q_0 (Kw)		1.00	

Il fattore di struttura per sisma verticale non è stato tenuto in conto per i solai poiché presentano una luce inferiore ai limiti di normativa per i quali occorre considerare anche il sisma verticale.

La struttura sismo resistente è del tipo a telaio.

6.1 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ , spostamento relativo di piano (Il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).

Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

6.1.1 Verifiche di regolarità: Stazione Marinella

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	NO
Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	NO
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	SI

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	NO
Nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	NO
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La struttura è pertanto:

- NON REGOLARE in pianta
- REGOLARE in altezza

6.1.2 Verifiche di regolarità: Stazione Molosiglio

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	SI
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	SI

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	SI

Nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	SI
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La struttura è pertanto:

- REGOLARE in pianta
- REGOLARE in altezza

6.2 Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio in cemento armato di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute.

Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili.

Il D.M. 14 gennaio 2008 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- a) comportamento strutturale non-dissipativo;
- b) comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

CD "A" (Alta);
CD "B" (Bassa).

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili impreveduti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La struttura in esame è stata progettata in classe di duttilità BASSA.

6.3 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

L'edificio è stato progettato per:

Vita Nominale pari a 50
Classe d'Uso pari a 3

6.3.1 Spettri di Progetto: stazione Marinella

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria C, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	Coef. Ampl. Strat.
Stato limite di operatività	1.50
Stato limite di danno	1.50
Stato limite salvaguardia della vita	1.42
Stato limite prevenzione collasso	1.34

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione a_g al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura q .

Il Fattore di struttura q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica S_T pari a 1,00**.
L'edificio è stato progettato per appartenere alla **Classe 3**

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati tabulati di calcolo al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

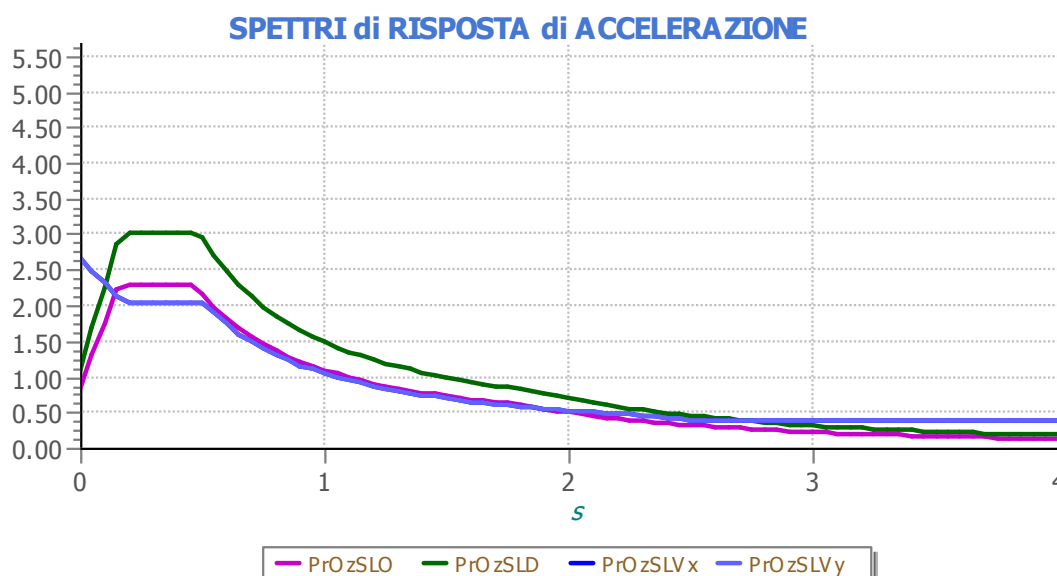
Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione X: 3,15

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione Y: 3,15

Fattore di Struttura q per sisma verticale: 1,50

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.



6.3.2 Spettri di Progetto: stazione Molosiglio

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria **C**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	Coef. Ampl. Strat.
Stato limite di operatività	1.50
Stato limite di danno	1.50
Stato limite salvaguardia della vita	1.42
Stato limite prevenzione collasso	1.34

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione a_g al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura q .

Il Fattore di struttura q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il Coefficiente di Amplificazione Topografica S_T pari a **1,00**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati tabulati di calcolo al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

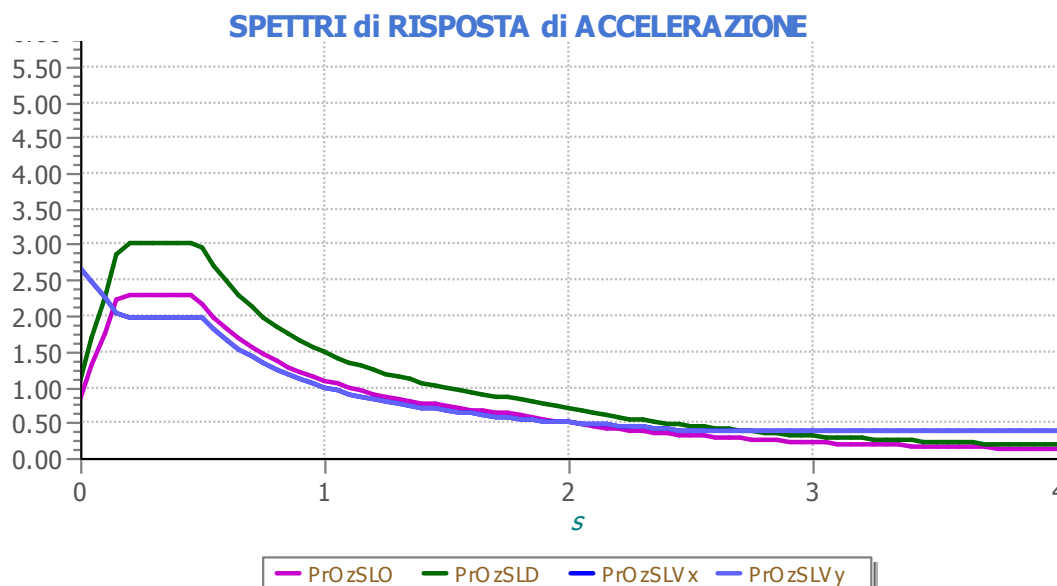
Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione X: **3,30**

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione Y: **3,30**

Fattore di Struttura q per sisma verticale: **1,50**

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.



6.4 Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di modi di vibrazione considerato (15) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	100,0
salvaguardia della vita	Y	100,0
salvaguardia della vita	Z	100,0

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E , conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati
- ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento sia a piastra che a lastra.

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

6.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate; per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. L'azione sismica verticale è stata considerata in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, di elementi principali precompressi o di elementi a mensola.

6.6 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a $\pm 5\%$ della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

7 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008.

I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

7.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

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

dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta pretensione e precompressione;
- Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- $\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 14 gennaio 2008;
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le 56 combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{1k} nella formula precedente). I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

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

dove:

- E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P_K rappresenta pretensione e precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i ;

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B – Uffici	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H – Coperture	0,0
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0

Le verifiche strutturali e geotecniche, come definite al punto 2.6.1 del D.M. 14 gennaio 2008, sono state effettuate con l'approccio 2 come definito al citato punto, definito sinteticamente come (A1+M1+R3); le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 14 gennaio 2008, i valori di resistenza del terreno sono stati considerati al loro valore caratteristico (coefficienti M1 della tabella 2.6.II tutti unitari), i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per R3 nelle verifiche di tipo GEO.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "Tabulati di calcolo" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

7.2 Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

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

dove:

- E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
- P_K rappresenta pretensione e precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i ;

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

7.3 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni - al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione rara
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione frequente
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione quasi permanente
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

dove:

- G_{Kj} valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh} valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{kl} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{0i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a

turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base (Q_{1k} nella formula (1)), con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati tabulati di calcolo sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente" (1), "Frequente" (4) e "Rara" (4).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

8 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

8.1 Denominazione

Nome del Software	EdiLus
Versione	25.00
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Via Michelangelo Cianciulli 83048 Montella (AV) Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

8.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

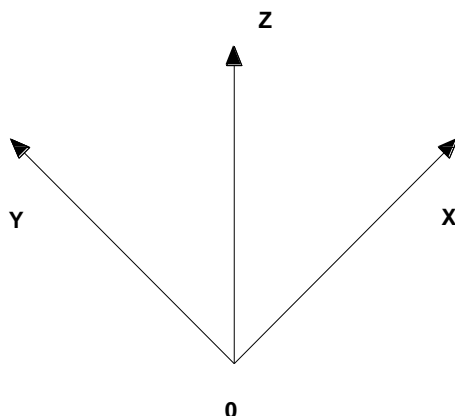
Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti MICROSAP prodotto dalla società TESYS srl. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

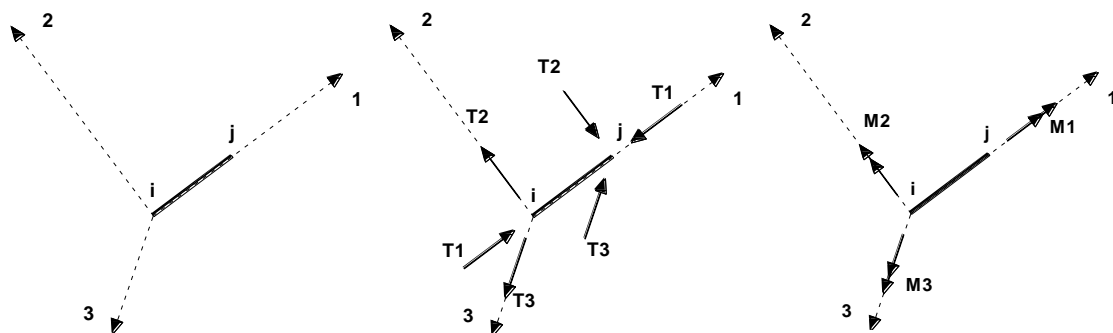
8.3 Sistemi di Riferimento

8.3.1 Riferimento globale



Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa OXYZ (X,Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).

8.3.2 Riferimento locale per travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

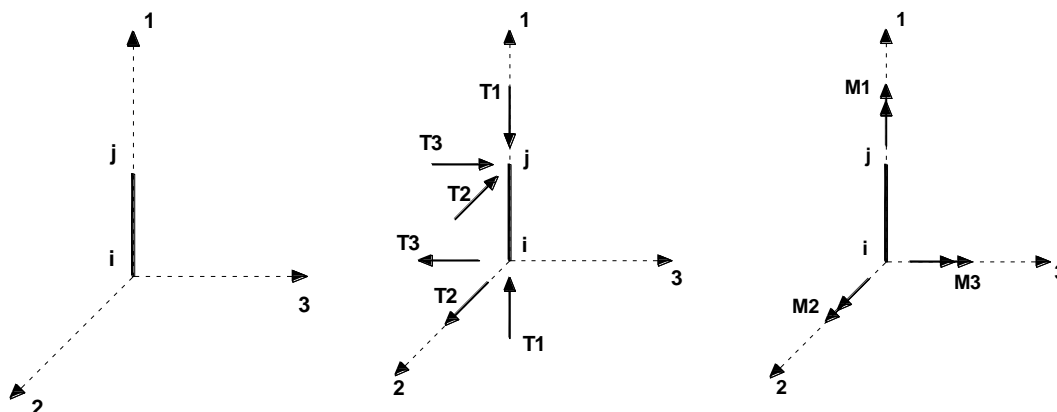
Definiti i e j i nodi iniziale e finale della Trave, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

- Sollecitazione di Trazione o Compressione $T1$ (agente nella direzione $i-j$);
- Sollecitazioni taglianti $T2$ e $T3$, agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
- Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 ($M2$ e $M3$);
- Sollecitazione torcente $M1$.

8.3.3 Riferimento locale per pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

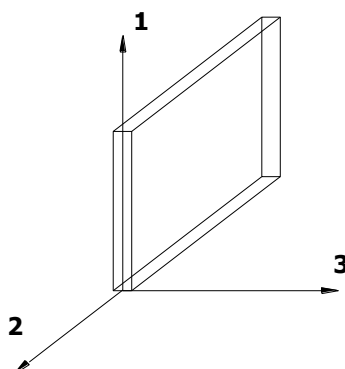
- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j ;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y ;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X .

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X , mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z .

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

- una forza di trazione o compressione $T1$, agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglianti $T2$ e $T3$ agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) $M2$ e $M3$ agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) $M1$ agente lungo l'asse locale nel piano 1.

8.3.4 Riferimento locale per pareti



Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale XYZ oppure rispetto al riferimento locale 123 appena definito.

Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo.

Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

8.4 Modello di Calcolo

La modellazione della parte interrata delle stazioni di sollevamento denominate Marianella e Molosiglio sono riportate nella relazione fondazione in quanto le pareti sono costituite dai diaframmi e le solette costituiscono i puntoni delle pareti, nella relazione presente si illustrerà la modellazione adottata per la parte di elevazione della stazione di sollevamento di Marianella fondata su detti diaframmi e per la parte di elevazione della stazione di sollevamento di Molosiglio.

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei tabulati di calcolo.

Dalle illustrazioni precedenti si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso.

In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.

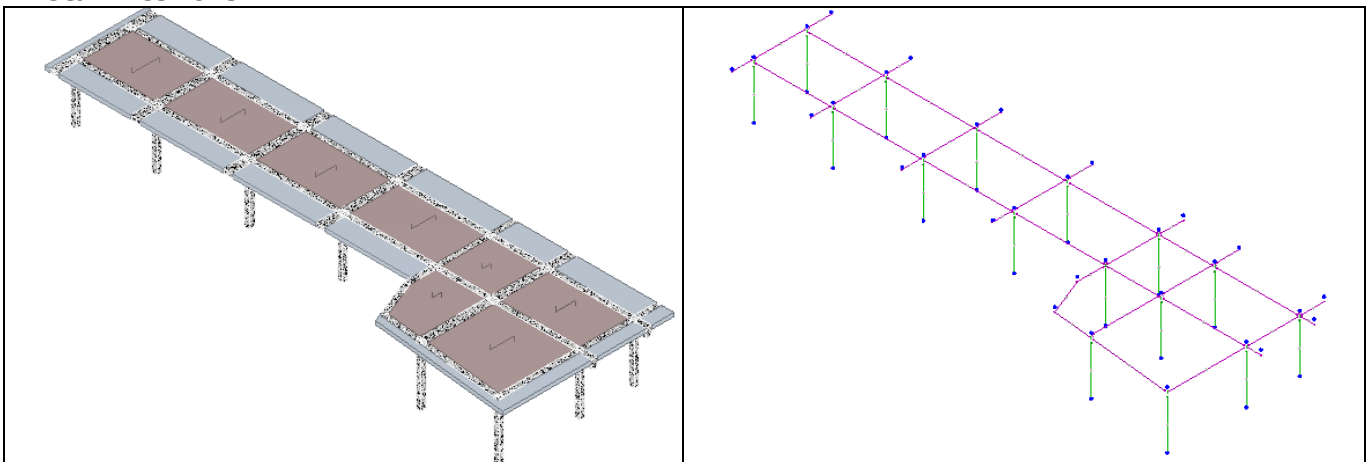
Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

Il vincolo offerto dai plinti è del tipo incastro cedevole con rigidzze traslazionali in direzione X,Y,Z e rotazionali in X, Y e Z. Il calcolo di tali rigidzze è effettuato per plinti diretti in funzione delle costanti di sottofondo del terreno, mentre per i plinti su pali la rigidzza complessiva è funzione delle rigidzze calcolate per i singoli pali.

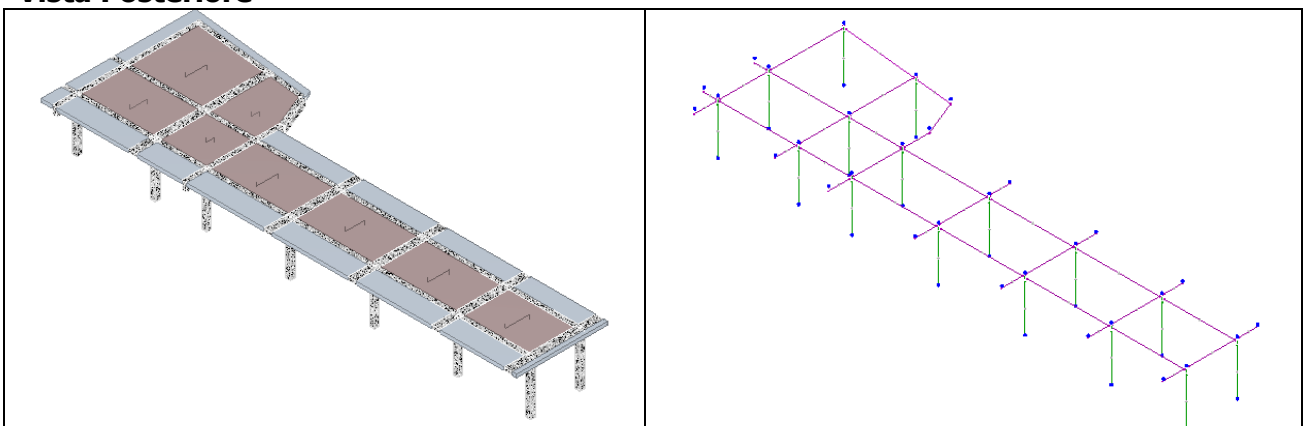
8.4.1 Modello di Calcolo: stazione di Marinella

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

Vista Anteriore



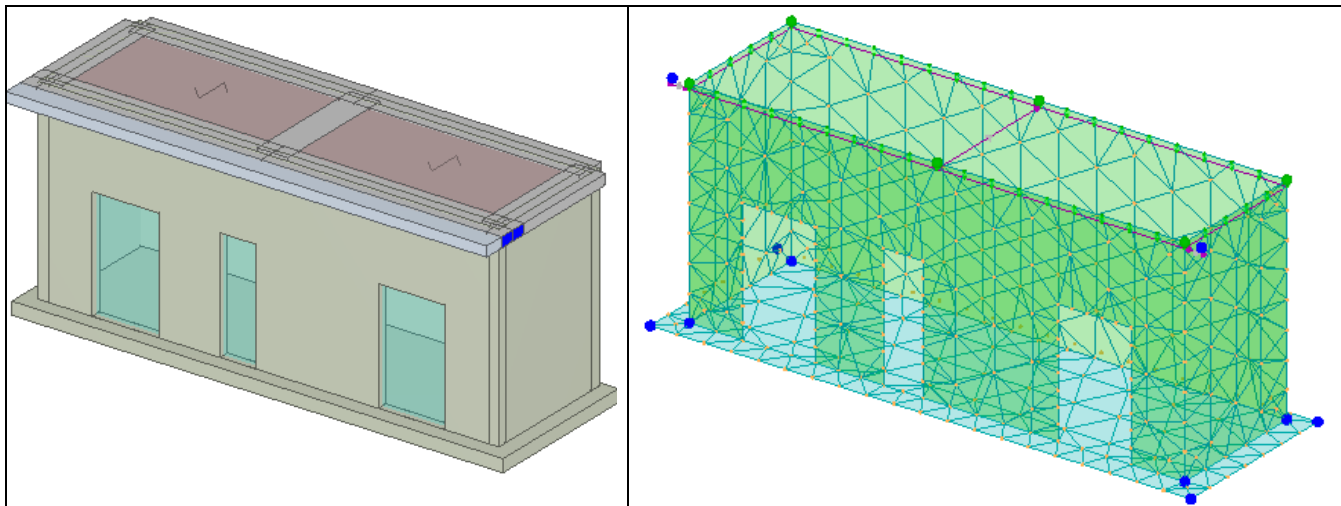
Vista Posteriore



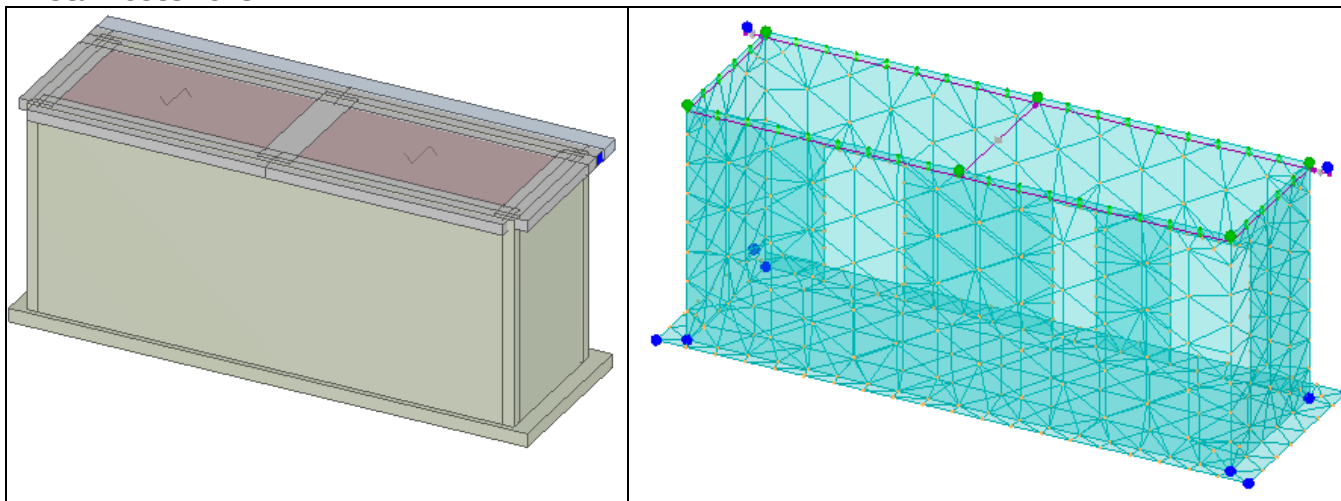
8.4.2 Modello di Calcolo: stazione di Molosiglio

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

Vista Anteriore



Vista Posteriore



8.5 Progetto e Verifica degli elementi strutturali

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 14.01.2008, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma (nel caso più semplice si hanno altre quattro combinazioni, nel caso più complesso una serie di altri valori).
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

8.5.1 Verifiche di Resistenza

Per quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito quando si è in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.10 del D.M. 14 gennaio 2008, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}} \right)^\alpha \leq 1$$

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.10 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie M_x , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Nei tabulati di calcolo, per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N , o la coppia M_x , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

8.5.2 Gerarchia delle Resistenze

Relativamente agli elementi in c.a., sono state applicate le disposizioni contenute al § 7.4.4 del D.M. 14/01/2008. Più in particolare:

- per le **travi**, al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al **taglio**, le sollecitazioni di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti delle due sezioni di di estremità, amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD"A", ad 1,00 per strutture in CD"B". La verifica di resistenza è eseguita secondo le indicazioni del § 7.4.4.1.2.2.

- per i **pilastri**, al fine di scongiurare l'attivazione di meccanismi fragili globali, come il meccanismo di "piano debole" che comporta la plasticizzazione, anticipata rispetto alle travi, di gran parte dei pilastri di un piano, il progetto a **flessione** delle zone dissipative dei pilastri è effettuato considerando le sollecitazioni corrispondenti alla resistenza delle zone dissipative delle travi amplificata mediante il coefficiente γ_{Rd} che vale 1,3 in CD "A" e 1,1 per CD "B". In tali casi, generalmente, il meccanismo dissipativo prevede la localizzazione delle cerniere alle estremità delle travi e le sollecitazioni di progetto dei pilastri possono essere ottenute a partire dalle resistenze d'estremità delle travi che su di essi convergono, facendo in modo che, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula (7.4.4) delle NTC. Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del § 7.4.4.2.2.1. Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al **taglio**, le sollecitazioni di calcolo da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore ed inferiore secondo l'espressione (7.4.5). Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del § 7.4.4.2.2.2.
- per i **nodi trave-pilastro**, si deve verificare che la resistenza del nodo sia tale da assicurare che non pervenga a rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacente. L'azione di taglio, agente in direzione orizzontale per le varie direzioni del sisma, nel nucleo di calcestruzzo del nodo è calcolata secondo l'espressione (7.4.6) per i nodi interni e (7.4.7) per quelli esterni. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del § 7.4.4.3.1.
- per i **setti** sismo resistenti, le sollecitazioni di calcolo sono determinate secondo quanto indicato nel § 7.4.4.5.1. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del § 7.4.4.5.2.

Per quanto riguarda la struttura di fondazione sono applicate le disposizioni contenute al § 7.2.5 del D.M. 14/01/2008. Più in particolare:

- le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera struttura, condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche;
- per le strutture progettate sia in CD "A" che in CD "B" il dimensionamento della struttura di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno sono eseguite assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 è associata al concomitante valore del momento flettente e del taglio ottenuto amplificando le azioni trasferite dagli elementi soprastanti con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A".

I risultati delle suddette verifiche sono riportate nei tabulati di calcolo.

9 – PROGETTAZIONE/VERIFICA DEI SOLAI

Il solaio è un elemento strutturale fondamentale la cui principale funzione è quella di trasferire i carichi e i sovraccarichi verticali alla struttura portante. In zona sismica il solaio assume anche la funzione di trasferire le forze inerziali di piano alla struttura principale, nell'ipotesi che esso sia dotato di sufficiente rigidità nel proprio piano.

La vigente normativa per le costruzioni in cemento armato individua le seguenti tipologie di solaio:

Solai in getto pieno (Tipo I)

Solai misti in c.a. e c.a.p. con elementi di alleggerimento (Tipo II)

Solai con elementi prefabbricati in c.a. e c.a.p. (Tipo III)

Nella struttura oggetto della presente relazione, in considerazione delle caratteristiche geometriche e dei sovraccarichi, si è rilevato per la parte esistente la presenza di solai di tipo:

Solai di copertura gettato in opera con elementi di alleggerimento

Solette piene quali calpestio degli impalcati intermedi

I solai latero-cementizi gettati in opera sono costituiti da blocchi di laterizio, muniti di alette laterali o accompagnati da fondelli sempre in laterizio, che vengono posizionati su un impalcato di sostegno provvisorio. Quest'ultimo viene smontato non appena il conglomerato ha raggiunto una resistenza meccanica sufficiente. Dopo aver sistemato tutti i blocchi e prima di procedere con il getto dei travetti e della soletta in calcestruzzo, si posizionano i ferri di armatura ricorrendo all'uso di distanziatori o di sistemi equivalenti in modo da assicurare che, nella fase di getto, i ferri mantengano una corretta disposizione.

Modello di calcolo

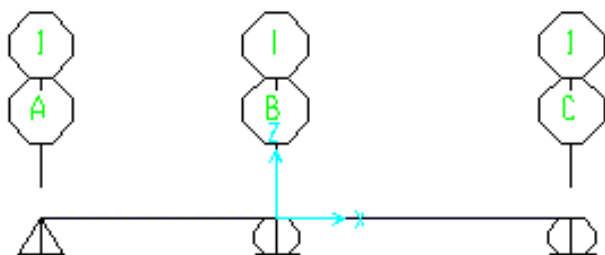
Il solaio è composto da un'alternanza di travetti in cemento armato con elementi di alleggerimento in laterizio e da una soletta di completamento in cemento armato che, coprendone tutta la superficie ed inglobando una opportuna armatura di ripartizione, rende i vari elementi tra loro solidali.

La presenza della soletta fa sì che il solaio sia per certi versi assimilabile ad una piastra caricata in direzione perpendicolare al piano stesso (ricordiamo che una piastra è in grado di trasferire i carichi alle strutture portanti perimetrali diffondendoli lungo la propria superficie).

Questa marcata eterogeneità consente, nel calcolo, di approssimare il comportamento del solaio con quello di una trave, quindi con una *struttura monodimensionale* trascurando le sollecitazioni che si sviluppano in direzione ortogonale ai travetti.

Grazie a quest'assunzione, un solaio su una o più campate può essere modellato, in linea generale, come una *trave continua su appoggi (o incastri cedevoli)*.

Nel caso in esame la trave continua è considerata con una o due campate e relativi appoggi come illustrato di seguito.



Le luci delle singole campate sono assunte pari alla distanza tra gli interassi degli appoggi. I carichi distribuiti linearmente sulla trave sono ottenuti moltiplicando i carichi per unità di superficie determinati nell'analisi dei carichi per l'ampiezza della fascia di solaio considerata. Le caratteristiche dei vincoli adottati sono riportate in dettaglio, per ciascun appoggio, negli allegati tabulati di calcolo.

Per quanto non espressamente riportato in questo paragrafo, ed in particolare per le analisi dei carichi, la determinazione delle azioni agenti sulla struttura, la definizione del modello strutturale agli elementi finiti e le verifiche, può farsi riferimento a quanto illustrato nella restante parte della presente relazione e negli allegati "Tabulati di Calcolo".

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono i seguenti:

$$\gamma_{g1} = \gamma_{g2} = 1,3 \qquad \gamma_{q1} = 1,5 \qquad \gamma_{q2} = 0,5$$

Il modello di carico è quello tradizionale con carichi uniformemente distribuiti sulle campate con disposizione a scacchiera che massimizzano le sollecitazioni sugli appoggi ed in campata.

La tabella seguente riassume i carichi agenti sulla struttura.

Caratteristiche Generiche	
Descrizione	LatCem Cop. acc. H20
Condizione di Carico Utente	Carico Verticale
Peso Proprio	
Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 20 cm (16+4)	[N/m²] 2'800
Sovraccarico Permanente	
Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	[N/m²] 1'360
Sovraccarico Accidentale	
Coperture praticabili di locali di abitazione (Cat. H2 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	[N/m²] 2'000
Tipologia di Carico Accidentale	Coperture
<input checked="" type="checkbox"/> Carico per Neve	[N/m²] 1'000
Coefficiente riduzione masse sismiche	Coperture

Per quanto attiene alla **verifica allo stato limite di esercizio** si osserva che Il D.M. 14/01/2008 (con il precedente del 2005), nel tentativo di assumere una caratterizzazione di tipo prestazionale, ha tralasciato, in molti casi, di specificare gli aspetti più puntuali della progettazione dando al progettista la facoltà di scegliere gli opportuni valori di riferimento (valori limite o minimi).

Tra gli aspetti per i quali non vi è più alcun riferimento esplicito, c'è la quantificazione della deformabilità massima consentita per un solaio.

L'art. 4.1.2.2.2 della norma (verifica di deformabilità), di carattere generale, infatti, indica semplicemente che

"...i limiti di deformabilità devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso, con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche. Per quanto riguarda i valori limite, essi dovranno essere commisurati a specifiche esigenze e potranno essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità".

Per i solai misti in c.a. e c.a.p. e blocchi di alleggerimento in laterizio, un documento tecnico di "comprovata validità" può essere costituito proprio dal cap. 7 del D.M. 09/01/96. È fuori discussione, infatti, il ruolo positivo che esso ha avuto negli ultimi anni nella progettazione dei solai in latero-cemento.

Le prescrizioni indicate in tale capitolo, sul rapporto tra la "luce di calcolo" e "spessore", possono continuare a rappresentare, infatti, un criterio (seppure indiretto) di controllo della deformabilità della struttura.

L'articolo 7.1.4.2 di tale Decreto, inoltre, dispone che:

- in nessun caso lo spessore del solaio possa essere inferiore al limite di 12 cm;
- per i solai a portata unidirezionale sia limitato il rapporto tra la "luce di calcolo" (L) e il suo spessore (s), come appresso indicato:
 - L/s < =25 per solai in latero-cemento armato normale
 - L/s < =30 per solai in latero-cemento armato precompresso

La luce netta della campata di massima estensione è pari a 4,00 m pertanto il rapporto luce/spessore è pari a 20 inferiore a quello di normativa per entrambe le stazioni di sollevamento.

A dare, poi, ulteriore validità "comprovata" a questi valori del rapporto luce/spessore sono state alcune prove sperimentali su pannelli per solaio fatte eseguire dall'ANDIL presso il Politecnico di Bari (per approfondimenti, consultare l'articolo: "Sul comportamento a flessione dei solai latero-cementizi", di V. Dipaola, G. Donatone, A. Sollazzo, F. Trentadue su "L'Industria dei Laterizi" n. 104/2007, <http://www.laterizio.it/>, voce Banca Dati).

Altro riferimento di comprovata validità è l'Eurocodice 2, che con riferimento al controllo dell'inflessione (par. 7.4.) e, quindi, allo stato limite di deformazione, indica due metodi per la sua verifica:

- limitando i rapporti luce/altezza (secondo il punto 7.4.2);
- confrontando l'inflessione calcolata, secondo il punto 7.4.3, con un valore limite.

Il primo metodo si riferisce a situazioni normali per le quali, rispettando definiti rapporti limite luce/altezza, non risulta necessario determinare le loro inflessioni (poiché, queste possono essere considerate come non eccedenti i limiti stabiliti).

Al punto 7.4.2., sono riportate, a questo proposito, delle espressioni per stabilire il rapporto luce/altezza del solaio, in funzione di diversi parametri che tengono conto dei differenti sistemi strutturali, dei vincoli, della resistenza del calcestruzzo e del rapporto di armatura.

L'articolo comprende anche una tabella di orientamento (prospetto 7.4N), i cui dati sono stati ricavati da uno studio parametrico su una serie di piastre semplicemente appoggiate in assenza di compressione assiale, applicando le dette espressioni (tab. 1).

Tabella 1 - Dal prospetto 7.4N dell'EC2. Valori di rapporto luce/altezza per situazioni comuni in riferimento al tipo di struttura (= rapporto tra l'area del ferro e l'area della sezione).*

Sistema strutturale	L/s (* • 0,5%)
Travi semplicemente appoggiate, piastre semplicemente appoggiate mono o bidimensionali	20
Campata terminale di travi continue o piastre continue monodirezionali o piastre bidirezionali continue su un lato lungo	26
Campata intermedia di travi o di piastre mono o bidirezionali	30
Piastre (non nervate) sorrette da pilastri senza travi (in base alla luce maggiore)	24
Mensole	8

Poiché il solaio può essere assimilato alla tipologia di *Campata intermedia di travi o piastre mono o bidirezionali* si ricava che il rapporto L/s deve essere inferiore a 30, pertanto verificato anche rispetto all' Eurocodice 2.

Pertanto il solaio risulta verificato anche allo stato limite di servizio.

10 –VERIFICA DEI RISULTATI

Il presente paragrafo riporta in maniera sintetica indicazioni in merito alle verifiche di accettabilità dei risultati in conformità a quanto previsto nel par. 10.2 del D.M. 14 gennaio 2008.

Le verifiche fatte sono relative al calcolo dei carichi sulle travi confrontando i risultati sintetici con i carichi calcolati considerando l'area di influenza agente sulla singola trave. La verifica è stata fatta a campione scegliendo come trave la 1a-1-8-16 della copertura della stazione di Marinella.

E' stato eseguita anche la verifica a flessione e taglio delle stesse travi precedentemente considerate con l'ausilio del programma di calcolo EC2 del prof. A. Gherzi.

Dal confronto dei risultati si evince che il fattore di sicurezza minimo è di poco inferiore a 4 così come riportato nelle tabelle del programma di calcolo e nella videata del programma Gherzi posizionate in maniera affiancata nella pagina seguente.

Verifiche pressoflessione retta allo S.L.U.

LEGENDA

% LLI Posizione della sezione per la quale vengono forniti i valori di sollecitazione e armature, valutata come % della lunghezza libera d'inflessione della trave (LLI).

N Coppia N-M che dà origine alla massima armatura di trazione superiore / inferiore [N] - [N·m].

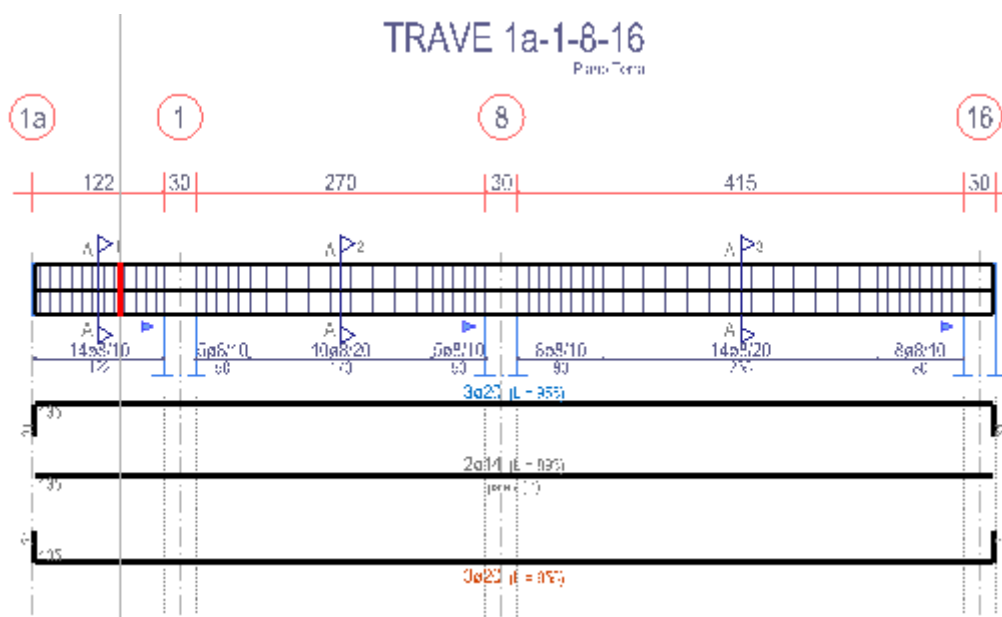
Mx Area delle armature esecutive superiori ed inferiori [cm²].

Af Coefficienti di sicurezza superiore ed inferiore: [NS] = Non Significativo
- Per valori di CS maggiori o uguali a 100.

Trave 1-8 Piano Terra		
Verifica1		
	Superiore	Inferiore
% LLI		0%
N	2.579	2.579
Mx	40.950	18.830
Af	9.43	9.43
CS	3.92	8.52
Verifica2		
	Superiore	Inferiore
% LLI		12.5%
N	2.579	2.579
Mx	40.950	18.830
Af	9.43	9.43
CS	3.92	8.52
Verifica3		
	Superiore	Inferiore
% LLI		25%
N	2.579	2.579
Mx	32.465	16.517
Af	9.43	9.43
CS	4.94	9.71
Verifica4		
	Superiore	Inferiore
% LLI		37.5%
N	2.579	2.579
Mx	21.969	12.949
Af	9.43	9.43
CS	7.30	12.38
Verifica5		
	Superiore	Inferiore
% LLI		50%
N	2.579	2.579
Mx	12.269	8.587
Af	9.43	9.43
CS	13.07	18.68



Verifica6		
	Superiore	Inferiore
% LLI		62.5%
N	6.727	6.727
Mx	13.187	14.671
Af	9.43	9.43
CS	12.23	10.99
Verifica7		
	Superiore	Inferiore
% LLI		75%
N	6.727	6.727
Mx	21.330	20.592
Af	9.43	9.43
CS	7.56	7.83
Verifica8		
	Superiore	Inferiore
% LLI		87.5%
N	6.727	6.727
Mx	28.010	24.710
Af	9.43	9.43
CS	5.76	6.53
Verifica9		
	Superiore	Inferiore
% LLI		100%
N	6.727	6.727
Mx	28.010	24.710
Af	9.43	9.43
CS	5.76	6.53



E' stato verificato anche la resistenza a pressoflessione ed il calcolo dell'armatura esistente per il pilastro 1 sempre della stazione Marinella

Verifiche pressoflessione deviata allo S.L.U.

Pilastro 1	
Piano Terra	
Verifica1	
% LLI	0%
N	41.712
Mx	28.766
My	12.037
CS	2.69
N ult	963.007
ϕ Ve	20
ϕ St	8



Lato 1	
L	0.3
Nr	1
N	0
ϕ	20
Lato 2	
L	0.3
Nr	1
N	0
ϕ	20

LEGENDA

% LLI Posizione della sezione per la quale vengono forniti i valori di sollecitazione e armature, valutata come % della lunghezza libera d'inflessione della trave (LLI).

N
Mx Valori della terna di sollecitazione cui corrisponde il minimo coefficiente di sicurezza.

My
CS Minimo Coefficiente di sicurezza: [NS] = Non Significativo - Per valori di CS maggiori o uguali a 100. (Le sollecitazioni ultime Nu, Mxu, Myu sono date da N, Mx, My moltiplicate per C.S.).

Sforzo normale ultimo per compressione semplice.

N ult

ϕ **Ve**

ϕ **Vi**

ϕ **St**

L

Nr

N

ϕ

Lunghezza [cm].

Numero di registri.

Numero di barre.

Diametro.

Diametri, rispettivamente, delle barre di acciaio nei vertici esterni e nei vertici interni e delle staffe.

Dal confronto dei risultati si evince che il fattore di sicurezza minimo è di circa 2,5 così come riportato nelle tabelle del programma di calcolo e nella videata del programma Gherzi posizionate in maniera affiancata nella presente pagina.

11 - TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato "Tabulati di calcolo" costituente parte integrante della presente relazione.

12 - CONCLUSIONI

Le verifiche eseguite in merito alla stabilità globale e locale della struttura agli stati limite ultimi e di esercizio hanno dato esito positivo e pertanto la struttura risulta verificata rispetto alla crisi locale e globale in ogni sua parte sia per forze statiche che per sollecitazione sismica nel rispetto dei D.M. Min. LL. PP. 14 Gennaio 2008.

Napoli, dicembre/2012

Il Progettista

Dott. Ing. Fabio Mastellone di Castelvetero