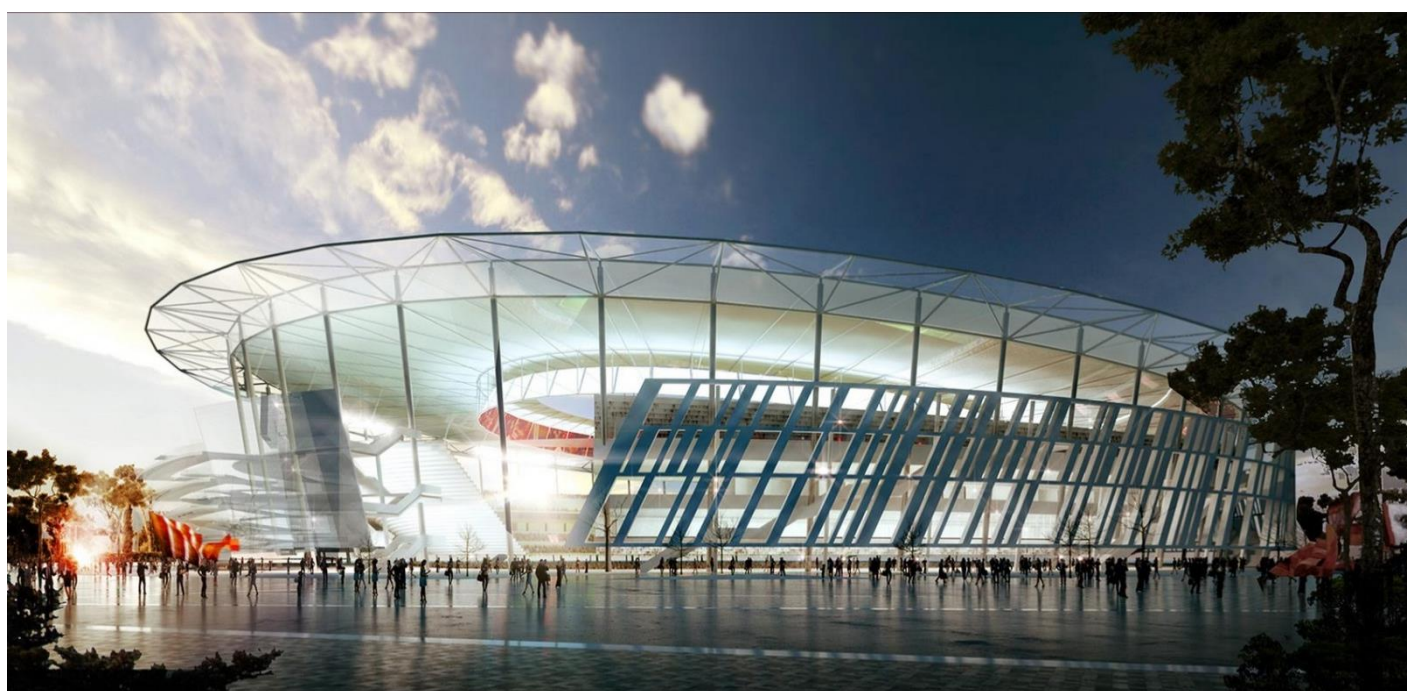




STADIO DELLA ROMA – TOR DI VALLE

Parcheggio Multipiano P1: relazione tecnica delle strutture

10/06/2015



Numero Emissione	1
Numero Revisione	0
Data Emissione	10/06/2015
Motivazione della Emissione	Richiesta del Permesso di Costruire
Redatto da	<div> <div>Studio Altieri Sp A</div> <div>  </div> <div> Firma e timbro <div>  </div> </div> </div>

REGISTRO DELLE REVISIONI

E	R	Data	Descrizione	Redige	Verifica	Approva
1	00	10/06/2015	Prima emissione	E.Noro	R.Friso	S. Secondin

CODIFICA ELABORATO

TDV	U	PAR01	00	G00000	PD	ST	9210	STA	1400	00
------------	----------	--------------	-----------	---------------	-----------	-----------	-------------	------------	-------------	-----------

Indice

1

1. Introduzione	4
2. Metodo di calcolo (SL).....	5
2.1. Valutazione della sicurezza: vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento	5
2.2. Combinazioni di carico agli stati limite	5
3. Codici di calcolo	8
4. Descrizione delle opere	9
4.1. Caratteristiche generali del parcheggio P1	9
4.2. Caratteristiche delle fondazioni del parcheggio P1	9
4.1. Caratteristiche delle elevazioni del parcheggio P1	10
5. Normativa di riferimento.....	13
5.1. Norme durabilità	13
6. Caratteristiche idrogeologiche del sito.....	14
7. Caratteristiche dei materiali impiegati	15
7.1. Calcestruzzo per magrone.....	15
7.2. Calcestruzzo per pali di fondazione	15
7.3. Calcestruzzo per plinti e platea di fondazione	15
7.4. Calcestruzzo per pareti.....	15
7.5. Calcestruzzo per solai alleggeriti	15
7.6. Calcestruzzo per pilastri.....	15
7.7. Acciaio in barre ad aderenza migliorata per c.a. saldabile B450C.....	15
8. Analisi dei carichi	16
8.1. Pesi propri strutturali	16
8.2. Azioni permanenti.....	16
8.3. Azioni accidentali	16
8.4. Azioni meteoriche	16
8.5. Azioni sismiche	17

1. Introduzione

La presente relazione illustra il progetto strutturale del parcheggio P1 da realizzare nell'ambito del nuovo Stadio della Roma. Tale parcheggio si sviluppa per 5 piani fuori terra. Le fondazioni sono di tipo profondo e costituite da pali in c.a. battuti. I solai saranno realizzati da solette alleggerite su maglia 8x8 m. La struttura risulta controventata alle azioni orizzontali mediante setti in c.a.

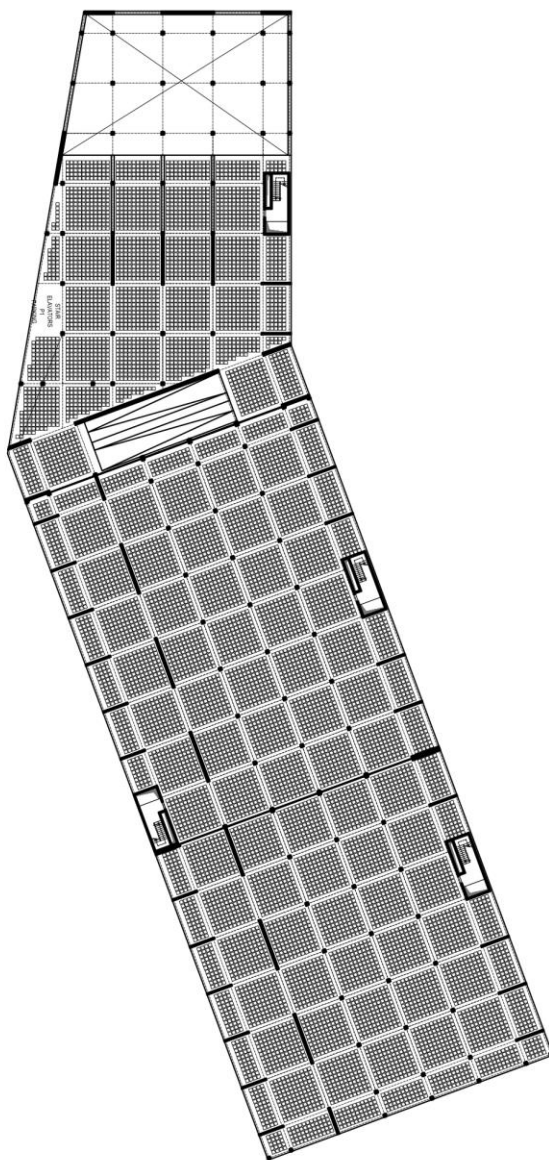


Immagine 1.1. – Piano tipo parcheggio P1

2. Metodo di calcolo (SL)

Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale secondo quanto riportato nel D.M. 14.01.2008 "Norme Tecniche per le costruzioni".

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo quanto riportato nel D.M. 14.01.2008 "Norme Tecniche per le costruzioni".

I coefficienti di sicurezza adottati sui materiali, concordemente con il D.M. 14/01/2008, sono assunti pari a:

- Cemento armato

Stato limite	Acciaio γ_s	Calcestruzzo γ_c
ultimo	1.15	1.50 per c.a. normale

- Acciaio per carpenteria metallica

Stato limite	Acciaio γ_M
Resistenza sezioni	$\gamma_{M0} = 1.05$
Resistenza all'instabilità	$\gamma_{M1} = 1.05$
Resistenza all'instabilità nei ponti	$\gamma_{M1} = 1.10$
Resistenza sezioni tese	$\gamma_{M2} = 1.25$

2.1. Valutazione della sicurezza: vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento

Vista la particolarità delle strutture in oggetto, nelle analisi sono stati considerati i parametri:

Vita nominale (V_N):	100 anni
Classe d'uso:	III ($C_u = 1.5$)
Periodo di riferimento azione sismica ($V_R = V_N * C_u$):	150 anni

2.2. Combinazioni di carico agli stati limite

Il calcolo delle sollecitazioni avviene considerando le combinazioni di carico:

Combinazioni allo stato limite ultimo (condizioni statiche):

$$F_d = \gamma_{G1} * G_{1k} + \gamma_{G2} * G_{2k} + \gamma_p * P_k + \gamma_q [Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} * Q_{ik})]$$

Combinazioni rare (condizioni statiche):

$$F_d = G_{1k} + G_{2k} + P_k + Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} * Q_{ik})$$

Combinazioni frequenti (condizioni statiche):

$$F_d = G_{1k} + G_{2k} + P_k + \gamma_{1l} * Q_{1k} + \sum (\psi_{2i} * Q_{ik})$$

Combinazioni quasi permanenti (condizioni statiche):

$$F_d = G_{1k} + G_{2k} + P_k + \sum (\psi_{2i} * Q_{ik})$$

Combinazione sismica:

$$F_d = E + G_{1k} + G_{2k} + P_k + \sum (\psi_{2i} * Q_{ik})$$

L'azione sismica viene valutata considerando:

le masse partecipanti $G_{1k} + G_{2k} + \sum (\psi_{2i} * Q_{ik})$

l'accelerazione del luogo in esame con tempo di ritorno $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$

(con $V_R = V_N * C_u$)

(con P_{VR} : probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R)

Combinazione eccezionale:

$$F_d = G_{1k} + G_{2k} + P_k + A_d + \sum (\psi_{2i} * Q_{ik})$$

Con:

G_{1k} = peso proprio delle strutture

G_{2k} = sovraccarico permanente portato

Q_{ik} = sovraccarico accidentale, neve

P_k = precompressione, se presente

A_k = azione eccezionale (ES incendio)

E_k = azione sismica

verifica per lo stato limite di equilibrio

$\gamma_{G1} = 1,1$ (oppure 0.9)

$\gamma_{G2} = 1,5$ (oppure 0)

$\gamma_p = 1$

$\gamma_{Qi} = 1,5$ (oppure 0)

G_k = pesi permanenti

G_k = pesi permanenti non strutturali non compiutamente definiti

P_k = precompressione

Q_k = pesi accidentali

verifica per lo stato limite ultimo resistente

$\gamma_{G1} = 1,3$ (oppure 0.9)

$\gamma_{G2} = 1,5$ (oppure 0)

$\gamma_p = 1$

$\gamma_{Qi} = 1,5$ (oppure 0)

G_k = pesi permanenti

G_k = pesi permanenti non strutturali non compiutamente definiti

P_k = precompressione

Q_k = pesi accidentali

verifica per lo stato limite ultimo geotecnico

$\gamma_{G1} = 1,0$

$\gamma_{G2} = 1,3$ (oppure 0)

$\gamma_p = 1$

$\gamma_{Qi} = 1,3$ (oppure 0)

G_k = pesi permanenti

G_k = pesi permanenti non strutturali non compiutamente definiti

P_k = precompressione

Q_k = pesi accidentali

$\psi_{1i}, \psi_{1i}, \psi_{1i}$: coefficienti da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
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

3. Codici di calcolo

Si sono utilizzati i seguenti software di calcolo:

- Microsoft Excel® della Microsoft Corporation;
Fogli excel per l'esecuzione di calcoli semplici implementati direttamente su schemi e formule derivate dalla scienza delle costruzioni. Prima dell'utilizzo, il foglio excel viene testato e verificato sia mediante calcolo manuale diretto, sia mediante confronto con altri programmi di calcolo.
- VcaSlu
Programmi prodotti dall'ing. Piero Gelfi dell'università di Brescia. Eseguono il calcolo e la verifica di sezioni in c.a., in acciaio e miste, muri di sostegno, ecc
- Straus 7: Programma di calcolo strutturale agli elementi finiti della "G+D Computing Pty. Ltd 2000". Esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono- e/o bi- dimensionali anche con non linearità di materiale o con effetti dinamici. Questo software è fra i programmi strutturali ad elementi finiti più diffusi con svariate applicazioni e di comprovata affidabilità. Il programma "Straus7" viene utilizzato per lo studio di elementi strutturali spaziali non schematizzabili con Eng 2K.
- SISMICAD Si tratta di un programma di calcolo strutturale, della "Concrete-structural engineering software", che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output. Il programma "SISMICAD" viene utilizzato per lo studio di elementi strutturali spaziali per la verifica sismica della struttura.

Tutti i programmi utilizzati sono stati ampiamente testati e verificati prima dell'uso; i risultati vengono inoltre preventivamente comparati con schemi statici e modelli semplificati derivati direttamente dalla scienza delle costruzioni e/o confrontati con altri programmi di calcolo prima di essere accettati.

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche e isotrope ed omogenee.

Per ogni problematica oggetto di studio, possono essere state condotte diverse analisi e/o schematizzazioni, ricorrendo anche a differenti programmi e/o metodi di calcolo. In relazione viene riportata direttamente l'analisi e la verifica che, a giudizio del Progettista, risulta la più idonea a rappresentare il problema in esame e/o quella che si è rivelata più a favore della sicurezza.

4. Descrizione delle opere

4.1. Caratteristiche generali del parcheggio P1

Il parcheggio P1 ha dimensioni in pianta inscrivibili in un rettangolo di dimensioni 180x66 m ed è costituito da 4 orizzontamenti fuori terra.

Per limitare la nascita di stati di coazione interna potenzialmente dannosi per le strutture in oggetto, si prevede l'inserimento di due giunti strutturali che suddividono l'edificio in tre corpi aventi superfici tra loro simili.

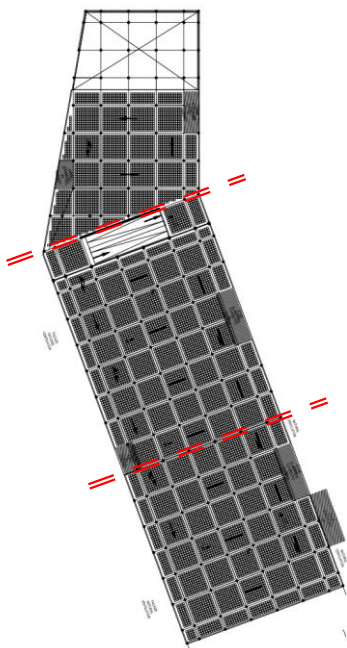


Immagine 4.1. – Giunti sismici

4.2. Caratteristiche delle fondazioni del parcheggio P1

Le fondazioni sono di tipo profondo e costituite da plinti su pali battuti giuntati in c.a. di lunghezza pari a 64 m e di diametro variabile da 60 a 50 cm. La lunghezza dei pali è estesa fino allo strato di ghiaia denominato "Unità F" delle relazioni geotecniche.



Immagine 4.2. – Inquadramento campagna di prove geotecniche e individuazione parcheggio P1

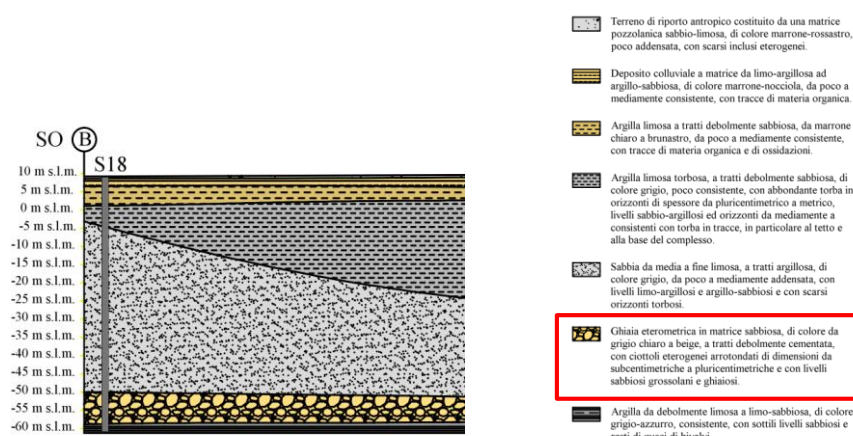


Immagine 4.3. Estratto stratigrafia in corrispondenza del parcheggio P1

I plinti risultano collegati da una platea.

4.1. Caratteristiche delle elevazioni del parcheggio P1

I pilastri sono in c.a. di dimensione 50x50 cm.

La struttura risulta controventata alle azioni orizzontali statiche e sismiche da setti controventanti di spessore variabile da 25 a 40 cm.

Gli orizzontamenti dell'edificio sono realizzati con una soletta in c.a. alleggerita dello spessore di 34 cm, caratterizzata da un comportamento perfettamente isotropo nello spazio e dotata di elevata rigidezza nel piano. Lungo gli allineamenti dei pilastri viene inoltre eliminato l'alleggerimento ottenendo delle banche piene nello spessore del solaio aventi larghezza di circa 110 cm. Con tale soluzione il piano assume caratteristiche di inerzia e rigidezza ottimali dal punto di vista del comportamento in fase sismica, risultano soddisfatti i requisiti prestazionali richiesti dal D.M. 14.01.08.

Lo spessore totale del solaio è di 34 cm, costituito da 8 cm inferiori + 20 di alleggerimento + 6 cm superiori.

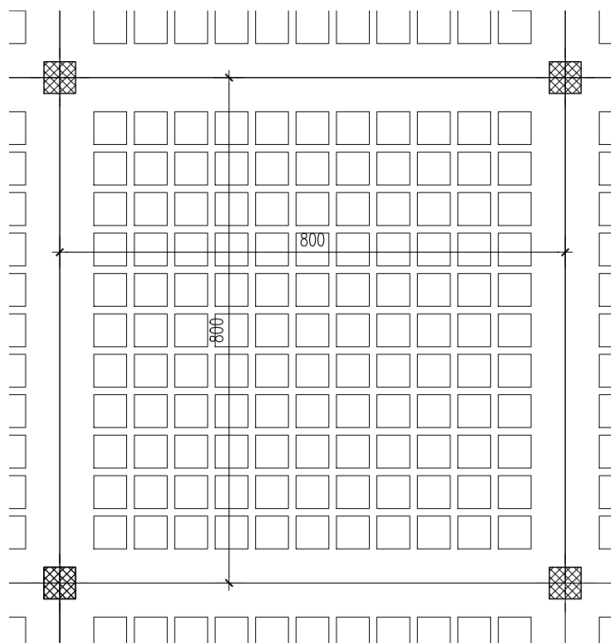


Immagine 4.4. Pianta campata tipica

La realizzazione della soletta alleggerita avviene in maniera assai semplice e standardizzata, secondo le fasi riassumibili di seguito:

- posa dei casseri
- messa in opera dell'armatura inferiore
- posa dei blocchi di alleggerimento tipo U-Boot
- messa in opera dell'armatura superiore
- getto del c.a.
- scassero del solaio (eventualmente per fasi successive)
- Il piano successivo viene quindi eseguito con le stesse modalità.

L'adozione della soletta alleggerita consente una notevole standardizzazione del processo produttivo: attraverso uno studio specializzato delle operazioni di costruzioni è quindi possibile rendere il cantiere estremamente semplice e pulito, con elevata resa produttiva e ottima qualità del prodotto finito.

Il ridotto spessore richiesto (34 cm) e l'assenza di sottosporgenze offrono inoltre notevole spazio a disposizione delle esigenze impiantistiche, anche in funzione di futuri interventi di trasformazione dell'ospedale.

La rigidità risulta elevata, consentendo quindi deformazioni alquanto ridotte anche in presenza dei forti sovraccarichi previsti in funzione della destinazione d'uso e permettendo quindi nel tempo la più ampia riorganizzazione distributiva dei vari reparti.

Tale tipologia di solaio è stata scelta in quanto assicura le seguenti positive caratteristiche:

- spessori contenuti (fino a 1/30 della luce);
- agevole adattabilità alle particolari conformazioni geometriche locali nei casi di variazione dalla maglia strutturale principale;
- intradosso completamente piano, il che consente la più completa flessibilità al lay-out architettonico e alla distribuzione e al passaggio degli impianti;
- efficienza sismica elevata, in quanto il comportamento nel piano è assimilabile a quello di un diaframma rigido con proprietà equivalenti in entrambe le direzioni principali;
- elevata rigidità nei confronti dei carichi verticali;

- elevata capacità di ridistribuzione trasversale dei carichi concentrati, anche molto superiori a quelli nominali caratteristici uniformemente distribuiti – il che comporta la più completa flessibilità nell'esercizio e nei riguardi dell'installazione di attrezzature e apparati;
- agevole forabilità delle solette, sia in fase di progettazione (nella quale possono essere previste tutte le maggiori forometrie, anche – con opportuni provvedimenti – in prossimità dei pilastri), sia nel corso dell'esercizio futuro, avendo avuto riguardo in fase di progettazione di garantire un certo margine nel proporzionamento delle armature tale da consentire pressochè ovunque l'esecuzione di forature di dimensioni massime prefissate);
- facile ottenimento del grado di resistenza al fuoco REI 120 richiesta, poichè la conformazione a intradosso piano senza sottosporgenze, anche minime, è la più favorevole nei confronti della protezione delle armature, minimizzando lo spessore di copriferro necessario;
- buon grado di isolamento acustico nei confronti della trasmissione aerea del suono grazie alla buona massa strutturale;
- manutenzione praticamente nulla nel tempo;
- buona resa costruttiva pur in presenza di strutture completamente gettate in opera: con l'utilizzo dei moderni sistemi di cassetatura industrializzata e considerando la ripetitività della maglia strutturale, è possibile prevedere una produzione settimanale di parecchi m² giornalieri;
- intradosso liscio, necessario per evitare la formazione di sacche di gas.

L'elevata standardizzazione del processo produttivo, inoltre, consente di organizzare meglio il cantiere e ridurre notevolmente i tempi di attesa: si può infatti procedere alla realizzazione del solaio successivo in tempi molto ravvicinati, prevedendo opportunamente le fasi di scasso delle solette. L'ottimizzazione delle fasi di lavoro riduce di conseguenza i tempi di costruzione arrecando, quindi, minor disagio alla struttura ospedaliera circostante che deve mantenere inalterata la sua totale funzionalità.

Dal punto di vista strutturale, infine, la notevole rigidità della soletta alleggerita-rinforzata e l'ottimo comportamento in entrambe le direzioni consente lo sfruttamento ottimale di tutte le pareti in c.a.

5. Normativa di riferimento

Il progetto è stato sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica. Il progetto si richiama particolarmente alle seguenti normative:

- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 14 gennaio 2008
Norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008"

Si è inoltre fatto riferimento ai seguenti documenti normativi:

5.1. Norme durabilità

- Norma UNI 11104
Calcestruzzo: specificazione, prestazioni, produzione e conformità; istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206.

6. Caratteristiche idrogeologiche del sito

Si rimanda alla relazione geologica e al modello geologico/geotecnico.

Si riporta la stratigrafia ottenuta in corrispondenza del sondaggio S18 e S10, posti in prossimità dell'edificio.

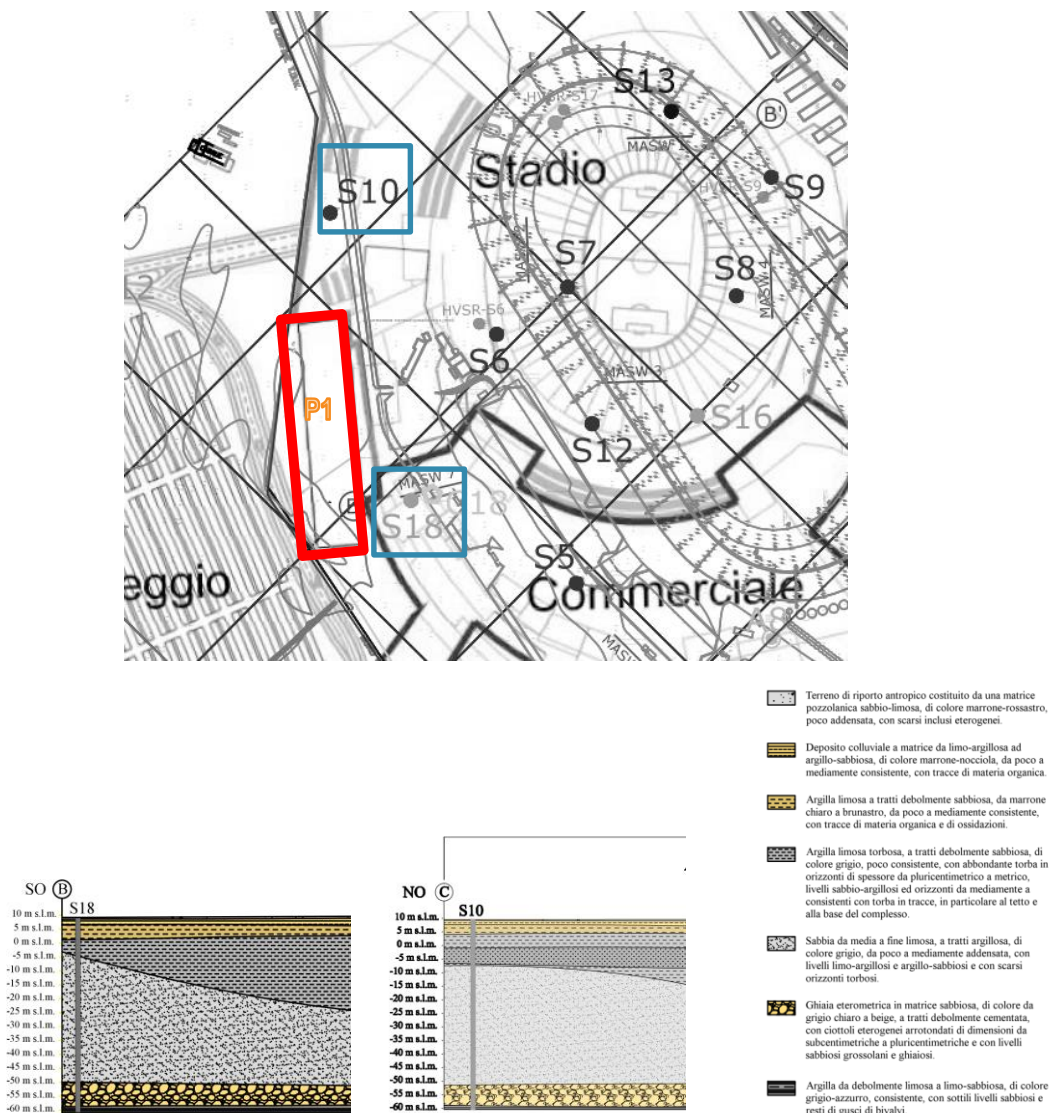


Immagine 6.1. Stratigrafia sondaggi S18-S10

7. Caratteristiche dei materiali impiegati

Salvo indicazioni diverse espressamente indicate negli elaborati grafici, sono previsti i seguenti materiali:

7.1. Calcestruzzo per magrone

Classe di resistenza:	C 12/15
Classe di esposizione:	X0
Cemento tipo:	CEM III-IV

7.2. Calcestruzzo per pali di fondazione

Classe di resistenza:	C 25/30
Classe di esposizione ambientale:	XC2
Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0.83$ $R_{ck} = 24.9$ MPa

7.3. Calcestruzzo per plinti e platea di fondazione

Classe di resistenza:	C 25/30
Classe di esposizione ambientale:	XC2
Classe di consistenza:	S3
Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0.83$ $R_{ck} = 24.9$ MPa

7.4. Calcestruzzo per pareti

Classe di resistenza:	C 28/35
Classe di esposizione ambientale:	XC3
Classe di consistenza:	S4
Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0.83$ $R_{ck} = 29.05$ MPa

7.5. Calcestruzzo per solai alleggeriti

Classe di resistenza:	C 28/35
Classe di esposizione ambientale:	XC3
Classe di consistenza:	S5
Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0.83$ $R_{ck} = 29.05$ MPa

7.6. Calcestruzzo per pilastri

Classe di resistenza:	C 32/40
Classe di esposizione ambientale:	XC3
Classe di consistenza:	S4
Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0.83$ $R_{ck} = 33.2$ MPa

7.7. Acciaio in barre ad aderenza migliorata per c.a. saldabile B450C

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 450$ MPa
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 540$ MPa
Allungamento percentuale:	$(A_{gt})_k \geq 7.5\%$
Rapporti di duttilità:	$(f_y/f_{ynom})_k \leq 1.25$
	$(f_t/f_y)_k \geq 1.15$
	$(f_t/f_y)_k \leq 1.35$

8. Analisi dei carichi

8.1. Pesì propri strutturali

I pesi propri strutturali, non altrove specificati, considerati nei calcoli sono i seguenti:

Calcestruzzo non armato:	24.0 kN/m ³
Calcestruzzo armato:	25.0 kN/m ³
Carpenteria in acciaio:	78.5 kN/m ³
Solaio u boot h=24 cm (8+20+6 cm)	5.90 kN/m ²

8.2. Azioni permanenti

Le azioni permanenti, non altrove specificate, considerate nei calcoli sono le seguenti:

Massetto in cls sp. medio 15 cm:	3.50 kN/m ²
Impianti appesi:	<u>0.50 kN/m²</u>
TOT	4.00 kN/m²

Perimetralmente viene previsto un parapetto h=1.20 m in c.a. sp. 20 cm e un rivestimento in lamelle del peso di 0.30 kN/m².

Parapetto in c.a.:	0.2x25x1.2=	6 kN/m
Parete ventilata in lamelle:	0.3x3.50=	<u>1.05 kN/m</u>
TOT		7.05 kN/m

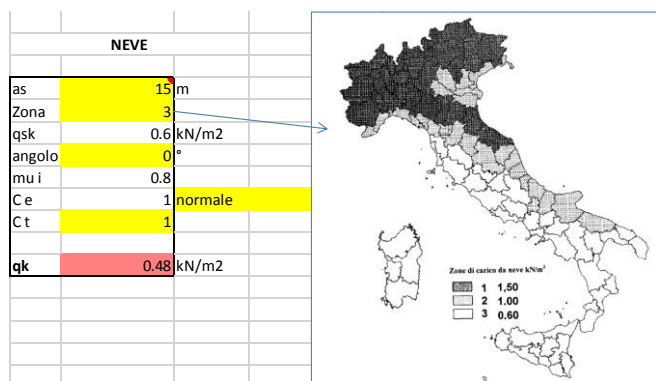
8.3. Azioni accidentali

Concordemente a quanto previsto dal DM 14/01/2008 Tab. 3.1. Il categoria F si assumono i seguenti carichi accidentali:

Carico cat.F distribuito verticale:	2.50 kN/m ²
Carico cat.F concentrato verticale:	2x10 kN,asse con ruote dimensione 20x20 cm interasse 1.80 m

8.4. Azioni meteoriche

8.4.1. Azione della neve

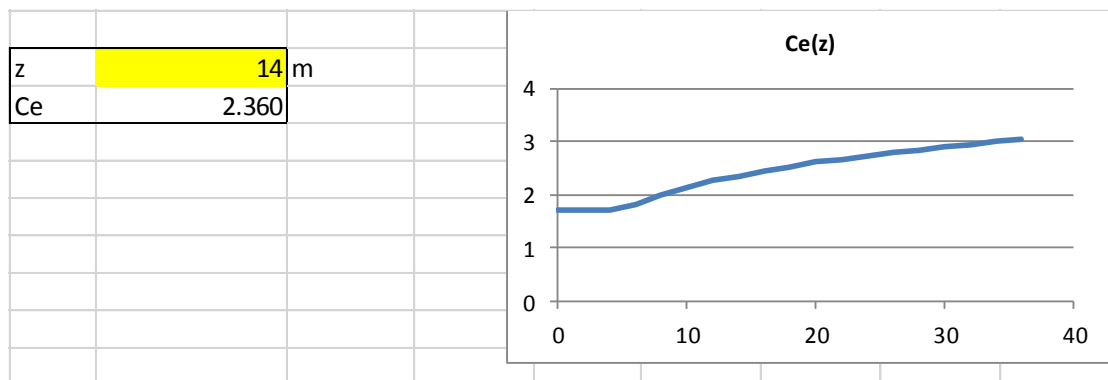


Il carico dovuto alla neve risulta inferiore al carico distribuito verticale da cat. F secondo DM 14/01/2008. Pertanto lo stesso non risulta dimensionante per la struttura in oggetto.

8.4.1. Azione del vento

Zona	3
vb0	27
a0	500
ka	0.02
vb	27

qb	0.456 kN/m2
Categ. esposizione sito:	III
kr	0.2
z0	0.1 m
z min	5 m
Ct	1



Cp	1.2
Cd	1
p	1.291 kN/m2

8.5. Azioni sismiche

In accordo al D.M. 14.01.2008, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali viene valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PV_R nel periodo di riferimento V_R .

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

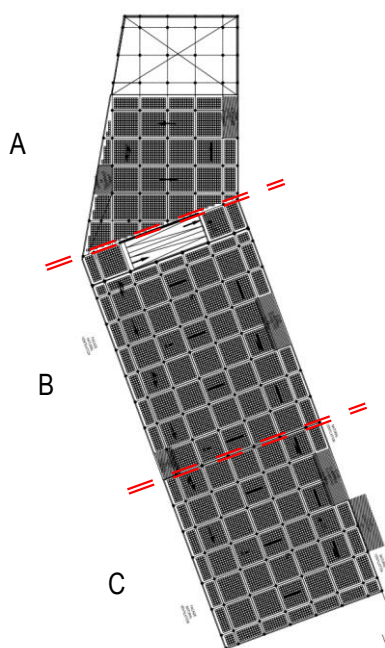
Per l’opera in oggetto si considera:

Vita nominale (V_N):	100 anni
Classe d’uso:	III ($C_u = 1.5$)
Periodo di riferimento azione sismica ($V_R = V_N * C_u$):	150 anni
Categoria di sottosuolo	C

Stato limite	P_{VR} (Probabilità di superamento ne periodo V_R)
SL Operatività	81 %
SL Danno	63 %
SL salvaguardia Vita	10 %
SL prevenzione Collasso	5 %

Con T_R = tempo di ritorno = $-V_R/\ln(1-PV_R)$

La struttura è stata giuntata in tre porzioni sismicamente indipendenti.



8.5.1. Porzione A

Le caratteristiche della struttura consentono un'analisi di tipo modale; il fattore di struttura q da adottare nella determinazione dell'azione sismica di progetto dipende dalla tipologia strutturale verificata e dal tipo di particolari costruttivi realizzati.

Essendo gli elementi sismoresistenti costituiti prevalentemente da setti in c.a. si ha:

$$q = q_0 \cdot K_R \cdot K_w$$

dove: K_R = fattore di regolarità (struttura regolare in altezza)
 q_0 = fattore di tipologia strutturale
 k_w = fattore di riduzione funzione della geometria delle pareti

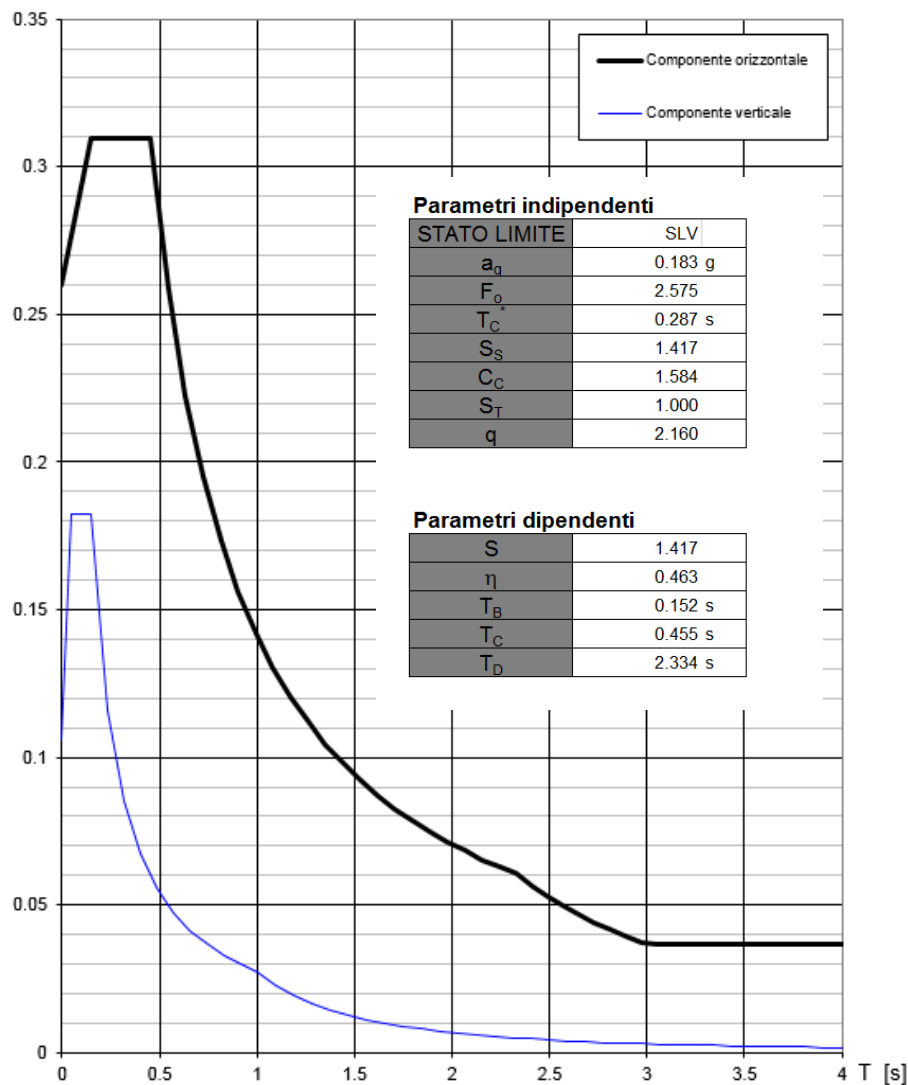
Nel caso specifico, quindi, si assume:

$K_R = 0.8$ (edificio non regolare in altezza)
 $q_0 = 3$ (struttura resistente a pareti non accoppiate in classe di duttilità B)
 $k_w = 0.9$ ($\alpha = 241/138 = 1.9$)
 $q = 2.16$

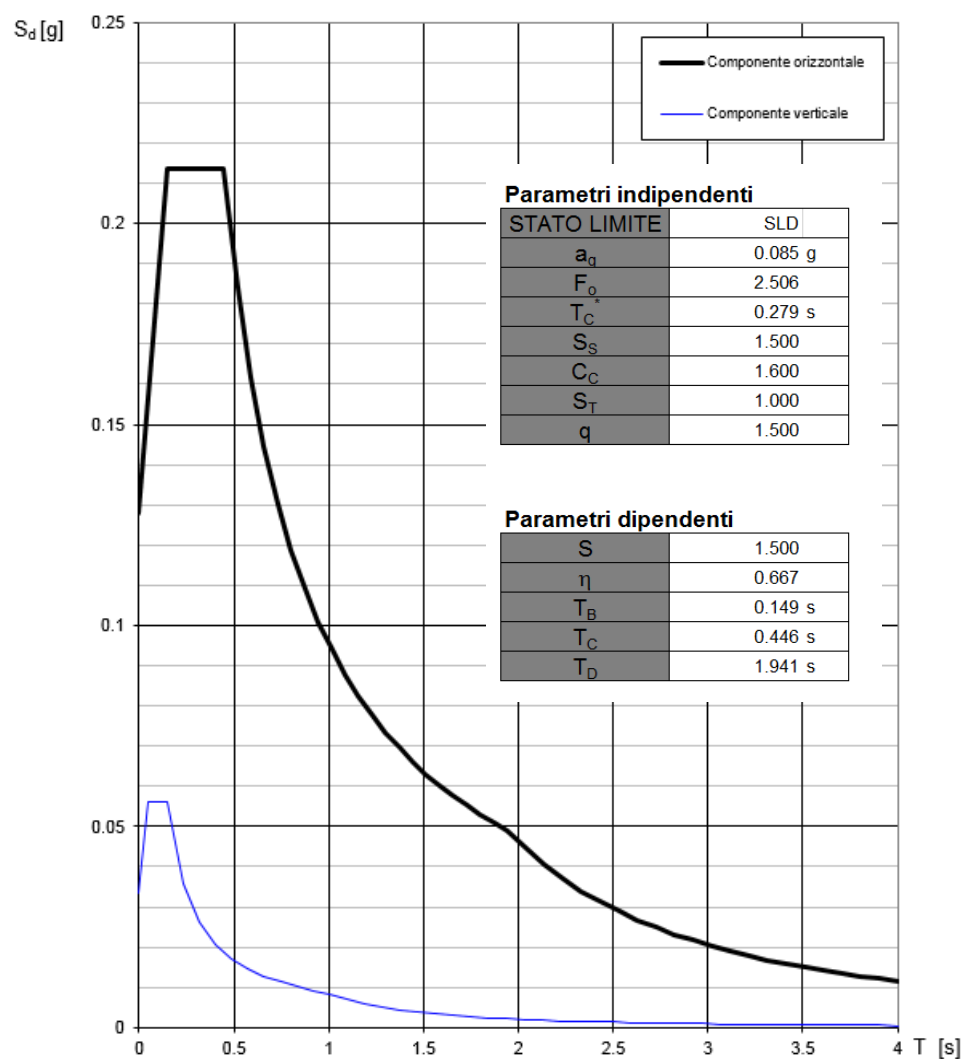
Longitudine: 12.43157°

Latitudine: 41.82359°

Stato limite Salvaguardia della Vita (SLV) per verifiche allo stato limite ultimo

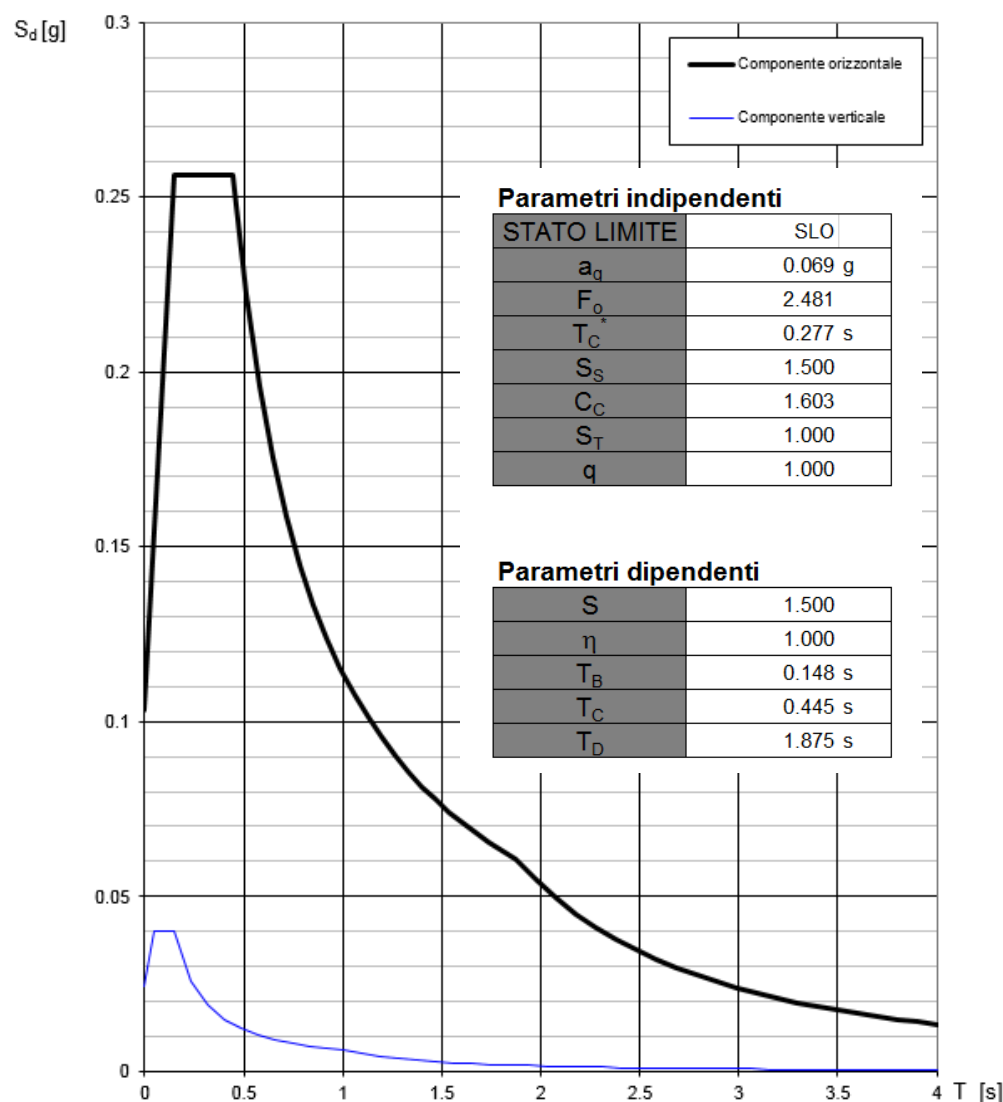


Stato limite di Danno (SLD) $\eta=2/3$ per verifiche allo stato limite ultimo



Stato limite di Operatività (SLO) $\eta=1$ per verifiche allo stato limite di esercizio

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



8.5.1. Porzioni B e C

Le caratteristiche della struttura consentono un'analisi di tipo modale; il fattore di struttura q da adottare nella determinazione dell'azione sismica di progetto dipende dalla tipologia strutturale verificata e dal tipo di particolari costruttivi realizzati.

Essendo gli elementi sismoresistenti costituiti prevalentemente da setti in c.a. si ha:

$$q = q_0 \cdot K_R \cdot K_w$$

dove:

K_R = fattore di regolarità (struttura regolare in altezza)

q_0 = fattore di tipologia strutturale

k_w = fattore di riduzione funzione della geometria delle pareti

Nel caso specifico, quindi, si assume:

KR = 1 (edificio regolare in altezza)

q0 = 3 (struttura resistente a pareti non accoppiate in classe di duttilità B)

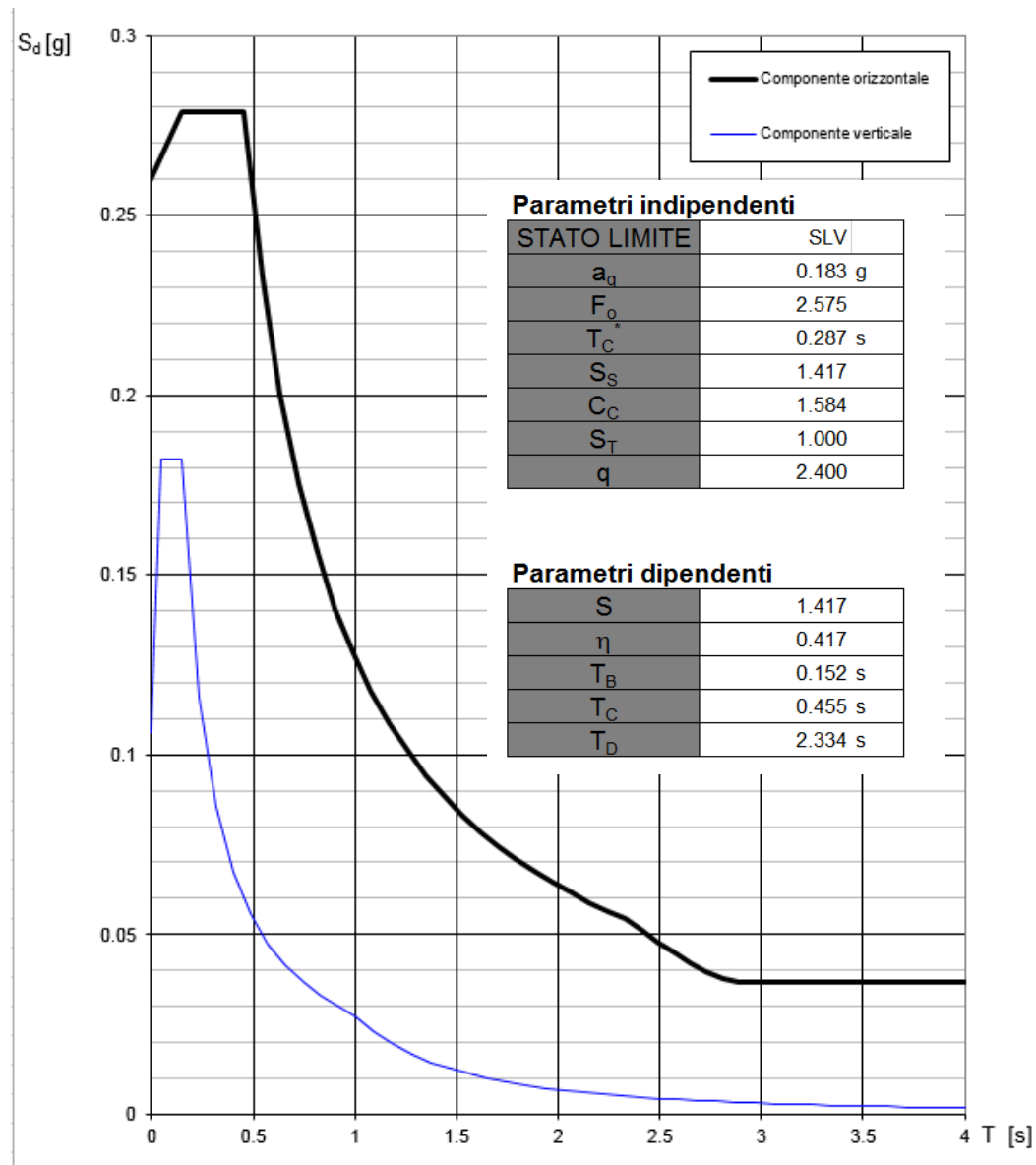
kw=0.9 ($\alpha=241/138=1.9$)

q=2.70

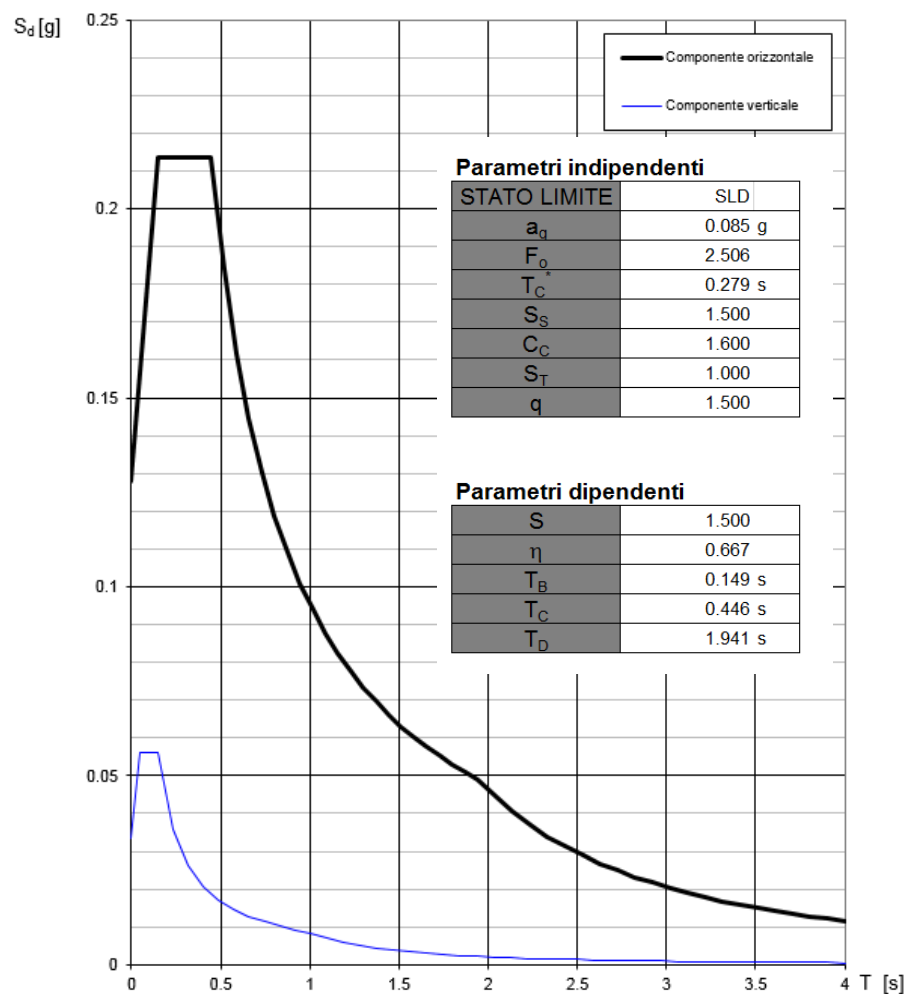
Longitudine: 12.43157°

Latitudine: 41.82359°

Stato limite Salvaguardia della Vita (SLV) per verifiche allo stato limite ultimo



Stato limite di Danno (SLD) $\eta=2/3$ per verifiche allo stato limite ultimo



Stato limite di Operatività (SLO) $\eta=1$ per verifiche allo stato limite di esercizio

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

