



GARDA UNO S.p.a.

Via Italo Barbieri, 20
25080 PADENGHE SUL GARDA (BS)
Tel. 030-9995401
Fax 030-9995420
e-mail: gardauno@gardauno.it
Cod. Fisc. 87007530170
P. IVA 00726790983

SERVER SRL Societa' di Servizi
del Comune di Verolanuova P.zza Liberta', 39
25028 Verolanuova (BS) c.f. e p.iva 02315390985

PROGETTO ESECUTIVO

**NUOVO SISTEMA DEPURATIVO E FOGNARIO
DEL COMUNE DI VEROLANUOVA
LOTTO 1**

RELAZIONE DELLE STRUTTURE

Allegato D

Giugno 2017

Aggiornamento

Progetto VER 543-13

PROGETTISTI

Dott. Ing. Mario Giacomelli

**COLLABORATORI PRO-
GETTAZIONE IDRAULICA**
Dott. Ing. Angelo Agostini

**UFFICIO TECNICO PIANIFICAZIONE E SVILUPPO
IL RESPONSABILE**

Dott. Geol. Gianfranco Sinatra

PROGETTAZIONE ELETTROMECCANICA
Studio D.R.P. Engineering
Dott. Ing. Luca Bertini

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA
Dott. Arch. Rosario Gangemi

PROGETTAZIONE ELETTRICA
STUDIO PROTECNO s.r.l.
P.I. Massimo Fasani

PROGETTAZIONE STRUTTURALE
Dott. Ing. Agostino Librandi

PROGETTAZIONE ELETTROMECCANICA
Dott. Ing. Fausta Prandini

Le firme in formato digitale sono state apposte sull'originale elettronico del presente atto ai sensi dell' art. 24 del D. Lgs 07/03/2005 n. 82 e smi. L' originale elettronico del presente atto è conservato negli archivi informatici della Società Garda Uno SpA ai sensi dell' art. 22 del medesimo decreto

PROVINCIA	BRESCIA
COMUNE	VEROLANUOVA
OGGETTO	PROGETTO DELL'IMPIANTO DI DEPURAZIONE DI VEROLANUOVA
COMMITTENTE	GARDA UNO SPA
DESTINAZIONE D'USO	IMPIANTO DEPURAZIONE
ZONA SISMICA	3
Latitudine	N 45.3256
Longitudine	E 10.0781
Vita Nominale	50
Classe d'Uso	II
Categoria del Suolo	C
Categoria Topografica	T1
Ag/g SLV	0,116

PREMESSA

La presente relazione, riporta gli schemi, i modelli di calcolo delle strutture relative al progetto dell'Impianto di Depurazione di Verolanuova (BS).

I calcoli sono stati sviluppati secondo i metodi della Scienza delle Costruzioni, le scelte progettuali e le verifiche sono state svolte in accordo con la vigente normativa.

1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Il presente progetto definisce in modo compiuto le caratteristiche strutturali, di tutte le opere necessarie all'intervento .

Come ampiamente dettagliato negli elaborati progettuali dell'impianto, a cui si rimanda per una completa visione e comprensione del progetto, gli interventi in programma consistono nella realizzazione di un nuovo impianto di depurazione a servizio del Capoluogo con potenzialità complessiva di 12.000 abitanti equivalenti (AE). Per tenere conto di possibili ulteriori sviluppi, le principali opere elettromeccaniche saranno dimensionate per una capacità futura complessiva di 15.000 AE.

Con riferimento alla Planimetria Generale del Progetto Esecutivo, le nuove strutture in c.a. oggetto di verifica sono costituite dai seguenti manufatti:

- 1) PRETRATTAMENTI
- 2) PARTITORE
- 3) BIOLOGICO
- 4) SEDIMENTATORI
- 5) FILTRAZIONE
- 6) DISINFEZIONE U.V.
- 7) VASCA DI CONTENIMENTO
- 8) STABILIZZAZIONE
- 9) ISPESSITORE
- 10) LOCALE TECNICO
- 11) MURI DI CONTENIMENTO

Nuovo impianto di depurazione a servizio del Capoluogo con potenzialità complessiva di 12.000 abitanti equivalenti (AE).

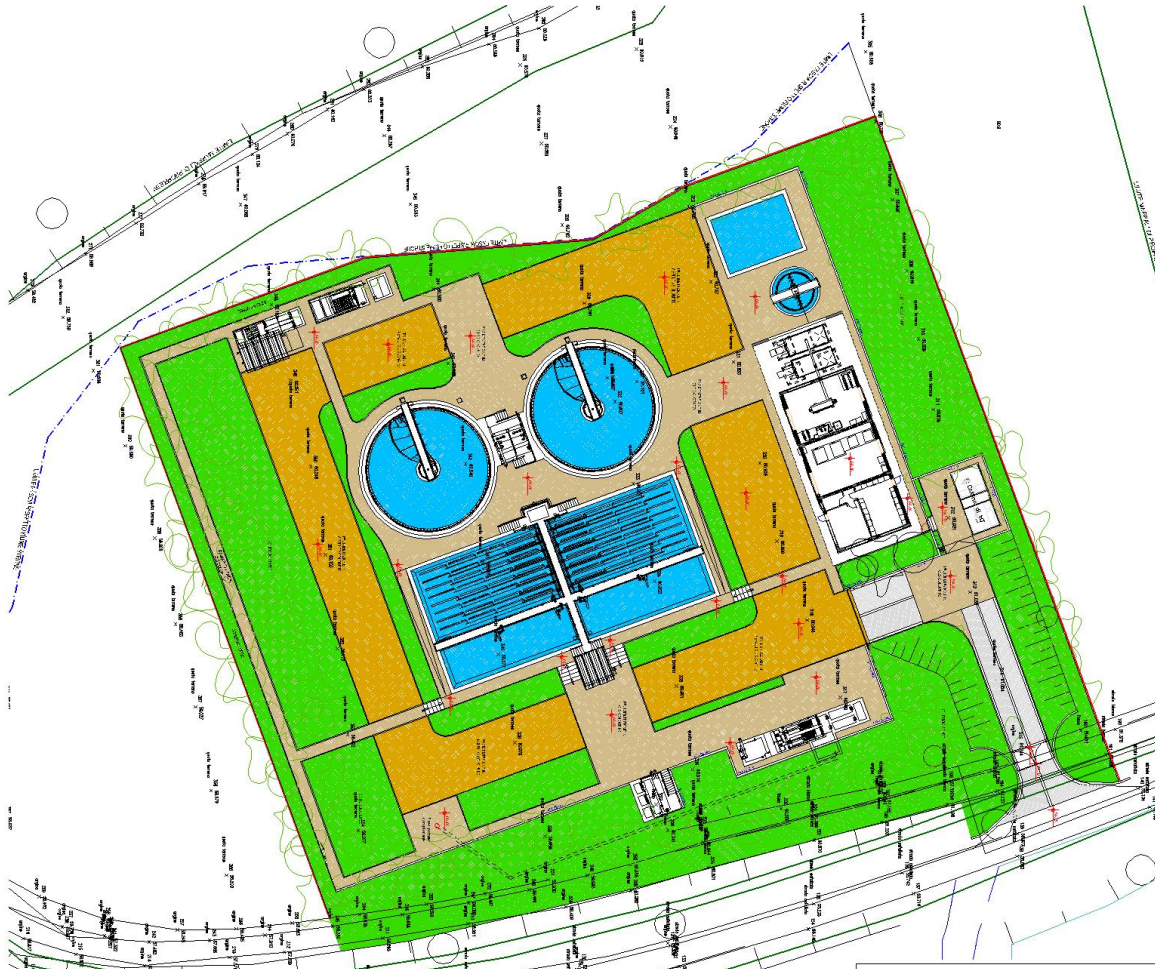


Figura 1 - Planimetria Progetto

2 CRITERI DI PROGETTO

È stata effettuata una **Progettazione per Azioni Sismiche** secondo quanto previsto al Cap. 07 del D.M. 14-01-08.

Sotto l'effetto delle azioni sismiche, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio, ed individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, le strutture di fondazione, gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali, gli impianti.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata

la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. In particolare, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

2.1 METODO DI ANALISI

Nell'analisi delle strutture soggette ad azione sismica, si è utilizzato il tipo di **Analisi Lineare Dinamica**.

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati, nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Le strutture sono soggette agli usuali carichi verticali costituiti dai carichi permanenti, di esercizio, ed accidentali ed a spinte orizzontali dovute a vento e sisma; tali azioni vengono cumulate nel modo più sfavorevole in più combinazioni di carico. E' in ogni caso accertato che il vento non produce nelle strutture effetti significativi, e comunque ampiamente inferiori all'azione sismica.

2.2 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano in termini di resistenza e di duttilità.

2.2.1 **Valutazione della Sicurezza**

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si è adottato il criterio del **metodo semiprobabilistico agli stati limite** basati sull'impiego dei "*coefficienti parziali di sicurezza*", applicabili nella generalità dei casi. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza è espresso dalla seguente equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

$$R_d = f_i \left[\frac{R_{k,i}}{\gamma_{m,i}} \cdot \frac{1}{\gamma_{R,d}} ; \alpha_d \right]$$

$$E_d = f_i [F_{k,i} \gamma_{F,i} \gamma_{E,d} ; \alpha_d ; \psi_i]$$

Dove

R_d = resistenza di progetto della struttura: è una funzione dei valori caratteristici R_{k,i} di ciascun materiale, diviso per un coefficiente parziale γ_{m,i} (> 1) di sicurezza sulla resistenza del materiale e per un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza γ_{R,d} che tiene conto delle incertezze nel modellare la resistenza (γ_{R,d} > 1);

E_d = effetto delle azioni di progetto: è una funzione del valore caratteristico di ciascuna azione F_{k,i} moltiplicato per un coefficiente parziale di sicurezza γ_{F,i} e per un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza γ_{E,d} che tiene conto delle incertezze nel modellare le azioni e i loro effetti (γ_{E,d} > 1). Ed è anche funzione del coefficiente di combinazione per l'azione i-esima ψ_i.

I coefficienti parziali di sicurezza, associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

2.2.2 Condizioni di Stato Limite Ultimo (S.L.U.)

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:

G₁ 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);

G₂ rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta pretensione e precompressione;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;

γ_G, γ_q, γ_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.

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:

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

dove:

- E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
 G₁ rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
 G₂ rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
 P rappresenta pretensione e precompressione;
 ψ₂₁ coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_{ki};
 Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile 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.

2.2.3 Stato Limite Di Esercizio (S.L.E.)

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state progettate 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 $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- combinazione frequente $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3}$

combinazione quasi permanente $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

dove:

- G_{kj} valore caratteristico della j-esima azione permanente;
 P_{kh} valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
 Q_{ki} 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, 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).

2.2.4 Stato Limite di Apertura delle Fessure

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

Il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV. Ovvero

$W_d \leq W_2$ Combinazione di azioni frequente

$W_d \leq W_1$ Combinazione di azioni quasi permanente

dove

$$W_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$W_2 = 0,3 \text{ mm}$$

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m \quad (\text{NTC 4.1.38})$$

dove w_m , rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

2.2.5 Verifica Delle Tensioni Di Esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (\text{NTC 4.1.40})$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (\text{NTC 4.1.41})$$

Per l'acciaio la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk}. \quad (\text{NTC 4.1.42})$$

2.3 MODELLO STRUTTURALE

Il modello della struttura è tridimensionale e rappresenta in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali (travi di grande luce, sbalzi significativi, etc.).

Nella Relazione di Calcolo delle Strutture vengono riportati i carichi di progetto ed il modello strutturale utilizzato.

2.4 DURABILITÀ DEI MANUFATTI

Le vasche di depurazione sono soggette ad attacco chimico per i liquami che contengono. Per tale motivo le condizioni ambientali sono da ritenersi aggressive con una Classe di Esposizione XA1.

Nell'ambito dei requisiti che devono avere tali costruzioni risulta di grande importanza curare gli aspetti legati alla durabilità dei manufatti. È a questo scopo, importante curare alcuni aspetti della fase progettuale e della fase esecutiva.

a) I calcestruzzi utilizzati, gli inerti devono essere controllati come previsto dalla vigente normativa, gli impasti, realizzati devono essere sotto il controllo costante dei tecnici addetti alla centrale di betonaggio. Specifiche procedure devono consentire una ottimizzazione del calcestruzzo prodotto per ciò che riguarda il rapporto acqua/cemento. La lavorabilità dell'impasto può essere ottenuta con l'ausilio di additivi superfluidificanti i quali, senza alterarne le proprietà meccaniche, producono un impasto molto compatto e senza vuoti, ne abbassano la permeabilità e rendono la superficie esterna ben curata e priva di danneggiamenti. Infine la resistenza a compressione deve essere controllata per mezzo di prove di schiacciamento su cubetti, effettuate sia dal laboratorio esterno ufficiale.

b) Gli acciai, devono essere controllati come previsto dalla vigente normativa. Oltre a questo, la durabilità è ricercata attraverso armature, non eccessivamente sollecitati a trazione in condizioni di esercizio e disposti all'interno del manufatto in modo tale da rispettare i copriferri indicati dalla normativa.

3 NORMATIVE

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.

Legge 02-02-74 n. 64, art. 1 - D.M. 11-03-88. - Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

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".

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO SISMICO E GEOTECNICO

L'area d'intervento è ubicata in Via Vallatelle al margine sud-orientale del territorio comunale di

Verolanuova, in un contesto agricolo ad una quota di circa 59-61 m s.l.m..

Nell'area, è stata effettuata un'indagine geologica, sismica e geotecnica di supporto al progetto. Dal punto di vista geologico l'area in esame si colloca in sito dove affiorano i depositi fluvioglaciali/alluvionali del Pleistocene Sup./Olocene costituiti da una sequenza di depositi prevalentemente costituiti da sabbie e limi deposti in destra idrografica del F. Mella ed in sinistra idrografica del Fiume Oglio. Gli interventi antropici possono localmente comportare la presenza di coltri per lo più limitate di materiali di riporto. L'area di progetto si colloca in sinistra idrografica del F. Strone, in un contesto sub-pianeggiante caratterizzato prevalentemente da depositi fluvioglaciali/alluvionali sabbiosi alternati a sabbie e limi; localmente possono essere presenti terreno rimaneggiato (r) correlabili agli interventi antropici prevalentemente collegati alle attività agricole.

Per la caratterizzazione geotecnica del terreno in merito alla definizione numerica dei parametri del terreno si assumono i dati riportati nella a firma del Dott. Geol. Rosanna Lentini, iscritta all'Ordine dei Geologi della Lombardia al N. 1034.

4.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Tenendo conto dalle elaborazioni dei dati relativi all'area di intervento si riportano i valori dei parametri geotecnici caratteristici utilizzati.

Mediante la campagna di indagine geognostica (vedi paragrafi precedenti) ed i rilievi geologici e la ricostruzione del modello stratigrafico è stato possibile procedere alla definizione di un modello geologico-geotecnico e geofisico per il sito di progetto.

Per quanto concerne la stima dei parametri geotecnici principali sono state utilizzate formule di letteratura applicate in funzione della natura litologica di ciascuna unità.

Al fine di illustrare meglio i rapporti tra le unità geologico-geotecniche descritte è stata redatta la Tav. 4 - "Sezioni Geologico-Geotecniche Interpretative" in scala 1:250, in allegato (cui si rimanda per maggiore chiarezza), prendendo come riferimento le tavole progettuali fornite dalla Committenza.

Sono stati distinti tre ambiti omogenei (il cui andamento è stato esemplificato nella Tav. 3 – Planimetria con ubicazione dei punti d'indagine ed individuazione degli ambiti geotecnici omogenei) con particolare riferimento alla sottounità geotecnica prevalente entro l'Unità Superficiale (come individuata nel precedente ¶ 4.4) caratterizzata dalla maggiore variabilità laterale e dalla più marcata interferenza con le strutture di progetto.

Viene di seguito schematizzata la successione stratigrafica delle unità geotecniche riconosciute con indicazioni sulle caratteristiche geotecniche e sismiche dei terreni, partendo dall'alto verso il basso, e prendendo come quota di riferimento il p.c. esistente presso i punti d'indagine al momento di esecuzione.

AMBITO CON PREVALENZA DELLA SOTTOUNITÀ SL NELL'UNITÀ SUPERFICIALE

Intorno prova P1-P8

Locali Disidratazione-Compressori – Quadri Elettrici - Uffici

Unità Geotecnica VEG

Da 0,00 m a -0,40/-0,60 m dal p.c.: coltre di terreno vegetale limoso-sabbioso debolmente argilloso, di colore marrone, debolmente umido, con grado di addensamento da scarso a medio e basse velocità di propagazione delle onde s (V_s pari a circa 150-160 m/sec). Le caratteristiche geotecniche di questa unità risultano variabili e quindi non risulta idonea alla posa di alcuna struttura di fondazione.

Unità Geotecnica SL con livelli di SG e LS-LA

Da -0,40/-0,60 m a -14,70/-16,00 m dal p.c.: sono presenti in prevalenza, già a partire dall'unità superficiale e compresa l'unità intermedia, depositi costituiti da alternanze di sabbia fine localmente limosa mediamente addensata (sottounità SLa → N_{spt} caratteristico 15-22 e R_p caratteristico 35-70 e 70-90 kg/cm²) e di limi sabbiosi e argille limose da scarsamente a mediamente addensate (sottounità SLb → N_{spt} caratteristico 5-13 e 8-17 e R_p caratteristico 10-25 e 20-35 kg/cm²); l'unità si presenta prevalentemente di colore grigio con screziature ocra e talora grigio-azzurre.

Sono altresì presenti, a profondità variabile dal p.c. (vedi Tav. 4 Sezioni Geologico-Geotecniche interpretative) lenti e livelli di sabbie medio-grossolane e sabbie fini limose talora da ghiaiose a debolmente ghiaiose da mediamente addensate ad addensate (sottounità SG → N_{spt} caratteristico 16-24 colpi e R_p caratteristico 80-110 kg/cm²) di colore grigio con screziature ocra e di sabbia medio fine localmente debolmente limosa ed argilla limosa scarsamente addensata (sottounità LS-LA → N_{spt} caratteristico 5-8 e R_p caratteristico 10-25 kg/cm²) di colore grigio con screziature ocra e talora grigio-azzurre.

L'unità, in questo ambito, risulta satura a partire da circa -5,70/-6,00 m dal p.c.; per la componente prevalente, sono attribuiti i parametri geotecnici di seguito elencati:

γ	18 kN/m ³	Peso unitario del terreno sopra falda
γ_ϑ	8 kN/m ³	Peso unitario del terreno immerso in falda
C_u	0 kPa	Coesione non drenata
D_r	40% - 55%* 25% - 40%**	Densità relativa (Skempton)

ϕ	30°-32°* 24°-30°**	Angolo di resistenza al taglio efficace
Vs	200-240 m/sec	Velocità di propagazione delle onde s

*: valori riferiti ai livelli mediamente addensati (LSa)

** : valori riferiti ai livelli da scarsamente a mediamente addensati /LSb).

Unità Geotecnica G

Oltre -14,70/-16,00 m dal p.c.: sono presenti depositi costituiti da ghiaia medio fine e sabbia medio grossolana limosa, addensata (unità G → Nspt caratteristico 28-38), di colore grigio azzurro.

A questa unità, satura, sono attribuiti i parametri geotecnici di seguito elencati:

γ_{θ}	9 kN/m ³	Peso unitario del terreno immerso in falda
Cu	0 kPa	Coesione non drenata
Dr	65% - 75%	Densità relativa (Skempton)
ϕ	34°-36°	Angolo di resistenza al taglio efficace
Vs	300-360 m/sec	Velocità di propagazione delle onde s

AMBITO CON PREVALENZA DELLA SOTTOUNITÀ SG NELL'UNITÀ SUPERFICIALE

Intorno prova P7-P2, P5, P4-P3

Digestione Aerobica dei Fanghi – Vasca di Ossidazione Nitrificazione Nord

Vasche di Predenitrificazione

Sedimentatore finale Sud e Vasca di Ossidazione Nitrificazione Sud

Unità Geotecnica VEG

Da 0,00 m a -0,60/-0,80 m dal p.c.:

Coltre di terreno vegetale limoso-sabbioso debolmente argilloso, di colore marrone, debolmente umido, con grado di addensamento da scarso a medio e basse velocità di propagazione delle onde s (Vs pari a circa 150-160 m/sec). Le caratteristiche geotecniche di questa unità risultano variabili e quindi non risulta idonea alla posa di alcuna struttura di fondazione.

Unità Geotecnica SG con livelli di SL e LS-LA

Da -0,60/-0,80 m a -4,00/-4,60 m (intorno prove P7-P4) /-5,60/-6,80 m (intorno prove P2-P3 e P5) dal p.c.:

Sono presenti in prevalenza, nell'unità superficiale, depositi costituiti da sabbie medio-grossolane e sabbie fini limose talora da ghiaiose a debolmente ghiaiose da mediamente addensate ad addensate (sottounità SG → Nspt caratteristico 22-27 colpi e Rp caratteristico 70-90 e 90-180 kg/cm²) di colore grigio con screziature ocra.

Sono altresì presenti, in superficie ma fino a profondità variabile di -2,40/-3,30 m dal p.c. (vedi Tav. 4 Sezioni Geologico-Geotecniche interpretative) lenti e livelli di limi sabbiosi e argille limose da scarsamente a mediamente addensate (sottounità SLb → Nspt caratteristico 10-11 colpi e Rp caratteristico 20-35 e 10-25 kg/cm²) (intorno prove P3-P2 e P5) e di sabbia medio fine localmente debolmente limosa ed argilla limosa scarsamente addensata (sottounità LS-LA → Nspt caratteristico 3-7 colpi e Rp caratteristico 10-25 kg/cm²) di colore grigio con screziature ocra e talora grigio-azzurre (intorno prova P4).

L'unità, in questo ambito, risulta satura a partire da circa -5,40/-6,70 m dal p.c.; per la componente prevalente, sono attribuiti i parametri geotecnici di seguito elencati:

γ	19 kN/m ³	Peso unitario del terreno sopra falda
γ_{ϑ}	0 kN/m ³	Peso unitario del terreno immerso in falda
Cu	0 kPa	Coesione non drenata
Dr	45% - 70% 30% - 40%**	Densità relativa (Skempton)
ϕ	30°-34° 22°-28°**	Angolo di resistenza al taglio efficace
Vs	210-240 m/sec	Velocità di propagazione delle onde s

** : valori riferiti ai livelli da scarsamente a mediamente addensati (LSb e LS-LA).

Unità Geotecnica SL

Da -4,00/-4,60 m (intorno prove P7-P4)/-5,60/-6,80 m (intorno prove P2-P3 e P5) dal p.c. a -15,00/-16,40 m dal p.c.:

Sono presenti, nell'unità intermedia, depositi costituiti da alternanze di sabbia fine localmente limosa mediamente addensata (sottounità SLa → N_{spt} caratteristico 11-18 colpi e R_p caratteristico 35-70 e 70-90 kg/cm²) e di limi sabbiosi e argille limose da scarsamente a mediamente addensate (sottounità SLb → N_{spt} caratteristico 5-13 e 8-17 e R_p caratteristico 10-25 e 20-35 kg/cm²); l'unità si presenta prevalentemente di colore grigio con screziature ocra e talora grigio-azzurre.

Sono altresì presenti (vedi Tav. 4 Sezioni Geologico-Geotecniche interpretative) localmente (intorno prove P4, P2 e P5, verso la base dell'unità) lenti e livelli di sabbie medio-grossolane e sabbie fini limose talora da ghiaiose a debolmente ghiaiose da mediamente addensate ad addensate (sottounità SG → N_{spt} caratteristico 18-24 colpi e R_p caratteristico 100-150 kg/cm²) di colore grigio con screziature ocra e intercalazioni (intorno prova P2 e P5, a circa -6,00 m dal p.c.) di sabbia medio fine localmente debolmente limosa ed argilla limosa scarsamente addensata (sottounità LS-LA → N_{spt} caratteristico 3-5 e R_p caratteristico 10-25 kg/cm²) di colore grigio con screziature ocra e talora grigio-azzurre.

A questa unità, satura, per la componente prevalente, sono attribuiti i parametri geotecnici di seguito elencati:

γ	18 kN/m ³	Peso unitario del terreno sopra falda
γ_{ϑ}	8 kN/m ³	Peso unitario del terreno immerso in falda
Cu	0 kPa	Coesione non drenata
Dr	40% - 55%* 25% - 35%**	Densità relativa (Skempton)
ϕ	28°-32°* 24°-28°**	Angolo di resistenza al taglio efficace
Vs	200 m/sec	Velocità di propagazione delle onde s

*: valori riferiti ai livelli mediamente addensati (SLa)

** : valori riferiti ai livelli da scarsamente a mediamente addensati (SLb).

Unità Geotecnica G

Oltre -15,00/-16,40 m dal p.c.: sono presenti depositi costituiti da ghiaia medio fine e sabbia medio grossolana limosa, addensata (unità G → Rp 110-280 kg/cm²), di colore grigio azzurro.

A questa unità, satura, sono attribuiti i parametri geotecnici di seguito elencati:

γ_{ϑ}	9 kN/m ³	Peso unitario del terreno immerso in falda
Cu	0 kPa	Coesione non drenata
Dr	40% - 55%	Densità relativa (Skempton)
ϕ	34°-36°	Angolo di resistenza al taglio efficace
Vs	300-360 m/sec	Velocità di propagazione delle onde s

AMBITO CON PREVALENZA DELLA SOTTOUNITÀ LS-LA NELL'UNITÀ SUPERFICIALE

Intorno sondaggio S1 e prova P6

Sedimentatore finale Nord - Grigliatura e Partitore

Unità Geotecnica VEG

Da 0,00 m a -0,50/-0,90 m dal p.c.:

Coltre di terreno vegetale limoso-sabbioso debolmente argilloso, di colore marrone, debolmente umido, con grado di addensamento da scarso a medio e basse velocità di propagazione delle onde s (V_s pari a circa 150-160 m/sec). Le caratteristiche geotecniche di questa unità risultano variabili e quindi non risulta idonea alla posa di alcuna struttura di fondazione.

Unità Geotecnica LS-LA

Da -0,60/-0,80 m a -3,25 m (intorno sondaggio S1)/-7,80 m (intorno prova P6) dal p.c.:

Sono presenti in prevalenza, nell'unità superficiale, depositi costituiti da sabbia medio fine localmente debolmente limosa ed argilla limosa scarsamente addensata (sottounità LS-LA → N_{spt} caratteristico 3-8) di colore grigio con screziature ocra e talora grigio-azzurre.

L'unità, in questo ambito, risulta satura a partire da circa -6,10/-6,40 m dal p.c.; sono attribuiti i parametri geotecnici di seguito elencati:

γ	17 kN/m ³	Peso unitario del terreno sopra falda
γ_{ϑ}	7 kN/m ³	Peso unitario del terreno immerso in falda
C_u	0 kPa	Coesione non drenata
D_r	15% - 30%	Densità relativa (Skempton)
ϕ	22°-26°	Angolo di resistenza al taglio efficace
V_s	200 m/sec	Velocità di propagazione delle onde s

Unità Geotecnica SL

Da -3,25 (intorno sondaggio S1)/-7,80 m (intorno prova P6) dal p.c. a -16,00 m dal p.c.:

Sono presenti, nell'unità intermedia, depositi costituiti da alternanze di sabbia fine localmente limosa mediamente addensata (sottunità SLa → Nspt caratteristico 11-15 colpi) e di limi sabbiosi e argille limose da scarsamente a mediamente addensate (sottunità SLb → Nspt caratteristico 5-10); l'unità si presenta prevalentemente di colore grigio con screziature ocra e talora grigio-azzurre.

Sono altresì presenti (vedi Tav. 4 Sezioni Geologico-Geotecniche interpretative) localmente (verso la base dell'unità) lenti e livelli di sabbie medio-grossolane e sabbie fini limose talora da ghiaiose a debolmente ghiaiose da mediamente addensate ad addensate (sottunità SG → Nspt caratteristico 27-37) di colore grigio con screziature ocra e intercalazioni di sabbia medio fine localmente debolmente limosa ed argilla limosa scarsamente addensata (sottunità LS-LA → Nspt caratteristico 3-8 colpi) di colore grigio con screziature ocra e talora grigio-azzurre.

L'unità, in questo ambito, risulta satura a partire da circa -6,10/-6,40 m dal p.c.; per la componente prevalente, sono attribuiti i parametri geotecnici di seguito elencati:

γ	18 kN/m ³	Peso unitario del terreno sopra falda
γ_{ρ}	8 kN/m ³	Peso unitario del terreno immerso in falda
Cu	0 kPa	Coesione non drenata
Dr	40% - 55%* 25% - 35%**	Densità relativa (Skempton)
ϕ	28°-30°* 24°-27°**	Angolo di resistenza al taglio efficace
Vs	200 m/sec	Velocità di propagazione delle onde s

*: valori riferiti ai livelli mediamente addensati (SLa)

** : valori riferiti ai livelli da scarsamente a mediamente addensati (SLb).

Unità Geotecnica G

Oltre -16,00 m dal p.c.: sono presenti depositi costituiti da ghiaia medio fine e sabbia medio grossolana limosa, addensata (unità G → N_{spt} caratteristico 37 colpi), di colore grigio azzurro.

A questa unità, satura, sono attribuiti i parametri geotecnici di seguito elencati:

γ	9 kN/m ³	Peso unitario del terreno immerso in falda
C _u	0 kPa	Coesione non drenata
D _r	40% - 55%	Densità relativa (Skempton)
ϕ	34°-36°	Angolo di resistenza al taglio efficace
V _s	300-360 m/sec	Velocità di propagazione delle onde s

- 4.2 IN TUTTI GLI AMBITI INDIVIDUATI per i depositi fluvioglaciali/alluvionali sabbioso-ghiaiosi dell'Unità G si può ipotizzare, sulla base dei dati geofisici che proseguano in profondità ben oltre 30 metri dal p.c.; i dati sismostratigrafici indicano, a partire da circa -25 m dal p.c., la presenza di unità a maggiore velocità di propagazione delle onde s, pari a circa V_s=340-470 m/sec, che potrebbero coincidere con unità alluvionali maggiormente addensate. Categoria Sismica Dei Terreni Di Fondazione

Il territorio comunale di VEROLANUOVA (BS) è classificato in Zona Sismica 3.

L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla "pericolosità di base " del sito di coordinate:

Coordinate ED50

Latitudine: 45,3256

Longitudine: 10,0781

- 4.3 Categorie di sottosuolo

Lo studio geologico comunale di Verolanuova fornisce per il sottosuolo del territorio comunale la Categoria C

Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s ($15 < N_{spt} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa).

4.4 Falda

In fase d'indagine sono stati rilevati fenomeni di circolazione d'acqua continui e correlabili, in accordo con l'assetto idrogeologico dell'area, alla falda superficiale freatica che permea i depositi fluvioglaciali/alluvionali a litologia prevalentemente sabbiosa, a medio-elevata permeabilità. Presso l'area di progetto la profondità della falda freatica si attesta a profondità comprese tra circa -5,38/-6,68 m dal p.c. e quindi con quota piezometrica compresa tra 55,42 m s.l.m. e 53,62 m s.l.m. con direzione di flusso da N/NW a S/SE.

4.5 Condizioni Topografiche

La Categoria Topografica è T1 conseguentemente il coefficiente di amplificazione topografica ST è pari a 1.

4.6 Interazione Terreno Struttura

Tanto per le opere in fondazione delle strutture in elevato, quanto per le opere interrato, si farà riferimento alle prescrizioni contenute nel capitolo 7 del D.M.14/01/2008.

L'interazione terreno struttura viene modellata secondo due distinte modalità rispettivamente per le fondazioni e per le pareti perimetrali. Per quanto concerne le fondazioni, si adotta un modello su suolo elastico alla Winkler; nelle calcolazioni effettuate verrà assunta una costante di sottofondo pari a: $K_w = 3,00$ daN/cm³.

Per quanto riguarda invece le pareti delle vasche, le spinte agenti su di esse sono state calcolate utilizzando il metodo di Coulomb.

Infine si è effettuata la Verifica Geotecnica al carico limite delle fondazioni superficiali agli SLU e SLE.

4.7 Prescrizioni

La Direzione Lavori deve verificare, durante l'apertura delle sezioni di scavo, l'effettiva rispondenza delle caratteristiche del terreno con quelle ipotizzate per il calcolo delle fondazioni. Nel caso che alla quota d'imposta assunta in questo progetto le caratteristiche del terreno non corrispondano a quelle sopra indicate, approfondire ulteriormente lo scavo fino allo strato di terreno avente le caratteristiche ipotizzate e riempire l'eventuale scavo con calcestruzzo magro fino alla quota di imposta indicata.

5 MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

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

5.1 Calcestruzzo per Locali Tecnici

- Calcestruzzo Tipo C12/15 per magroni
- Calcestruzzo Tipo C25/30 per fondazioni
- Calcestruzzo Tipo C25/30 per pilastri travi e solai
- ✓ Copriferro Minimo: 20 mm + 10 mm tolleranza di posa
- ✓ Condizioni Ambientali: Ordinarie
- ✓ Classe di esposizione: X0, XC1, XC2

5.2 Calcestruzzo per Vasche Depurazione

- Calcestruzzo Tipo C12/15 per magroni
- Calcestruzzo Tipo C30/37 per fondazioni
- Calcestruzzo Tipo C30/37 per pareti, piastre
- ✓ Copriferro Minimo: 30 mm + 10 mm tolleranza di posa
- ✓ Condizioni Ambientali: Aggressive
- ✓ Classe di esposizione: X0, XC2, XA1

5.3 Acciaio Per Cemento Armato

- Acciaio per cemento armato Tipo B450C

5.4 Acciaio per strutture metalliche

Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE.

Acciaio per strutture metalliche: S 275

Si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati di seguito:

S 275 $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_{tk} = 370 \text{ N/mm}^2$ ($t \leq 40 \text{ mm}$)

In sede di progettazione si possono assumere convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

Modulo Elastico	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità trasversale	$G = E / [2 (1 + \nu)] \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1} \text{ (per temperature fino a } 100 \text{ } ^\circ\text{C)}$

Densità $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

5.5 Muratura Portante

5.5.1 Elementi per Muratura

Gli elementi per muratura portante devono essere conformi alle norme europee armonizzate della serie UNI EN 771-1:2005 - Specifica per elementi per muratura - Parte 1: Elementi per muratura di laterizio e recare la Marcatura CE.

Muratura in POROTON 800 e Malta M10

- Tipo Blocchi: Laterizio Semipieno
- Categoria: I
- Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento: $F_{bk} > 100 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza caratteristica a compressione in direzione orizzontale nel piano del muro: $F_{bk_} > 16 \text{ daN/cm}^2$

- Tipo di Malta: M10 (Prestazione Garantita)
- Resistenza media a compressione: $F_m > 100 \text{ daN/cm}^2$

- Classe di Esecuzione: 2

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

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 è stato adottato il modello riportato in b), mentre per le verifiche degli elementi a pressoflessione deviata è stato adottato il diagramma tipo a)

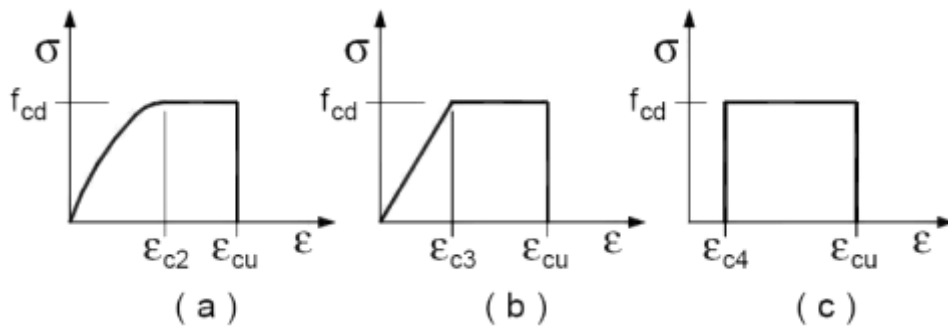


Figura 2 - Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo

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

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 stato adottato il modello elastico perfettamente plastico descritto in b).

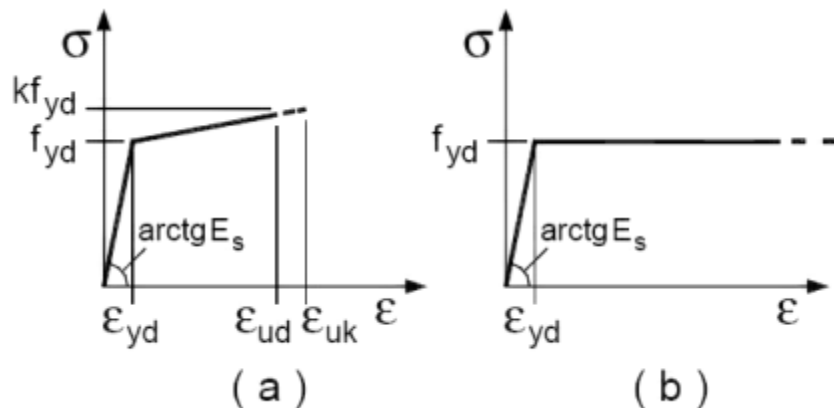


Figura 3 - Diagrammi di calcolo tensione/deformazione dell'acciaio

La resistenza di calcolo è data da f_{yk} / γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1,15.

Nel caso si presenti la necessità di interrompere i getti (in funzione delle dimensioni dei vari elementi costruttivi e/o di eventuali necessità di cantiere) si dovranno predisporre armature di attesa con lunghezze di sovrapposizione non inferiori a 40 diametri.

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

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

6 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 sugli elementi orizzontali, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

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 precedentemente descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

6.1 ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione. 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"

Le azioni prese in esame per l'analisi e le verifiche dei manufatti in progetto verranno classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo in:

Permanenti (G) : azioni che agiscono durante tutta la vita della costruzione e la loro variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo (es. peso proprio della struttura, peso di ciascuna sovrastruttura, forze indotte dalla pressione del terreno-escluse gli effetti di carichi variabili applicati al terreno stesso-, forze risultanti dalla pressione dell'acqua, quando si configurino costanti nel tempo, ecc.);

Variabili (Q) : azioni che agiscono sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro (es. carichi di esercizio di breve e lunga durata, azione della neve, azione sismica, ecc.);

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive. Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, sono riportate di seguito in ogni singola sezione.

6.2 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"

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta. Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

6.2.1 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 strutture in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

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 rigidzze

Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4

Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti

Regolarità Della Struttura In Altezza

Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione

Massa e rigidità 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 rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità 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

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

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

Per la valutazione effettuata vedere il paragrafo relativo ad ogni singola struttura

6.2.2 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 nella 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 imprevisti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

In riferimento a quanto riportato nel Punto 7.4.3.1 del DM 14-01-08 per quanto riguarda le vasche si è fatto uso di un valore di un **Fattore di Struttura $q_0 = 1,5$** relativo alla Tipologia Strutturale a "*Pendolo Inverso*", nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale.

Per la valutazione effettuata vedere il paragrafo relativo ad ogni singola struttura

6.2.3 Combinazione Delle Componenti Dell'azione Sismica

Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate.

6.3 SPINTA IDROSTATICA

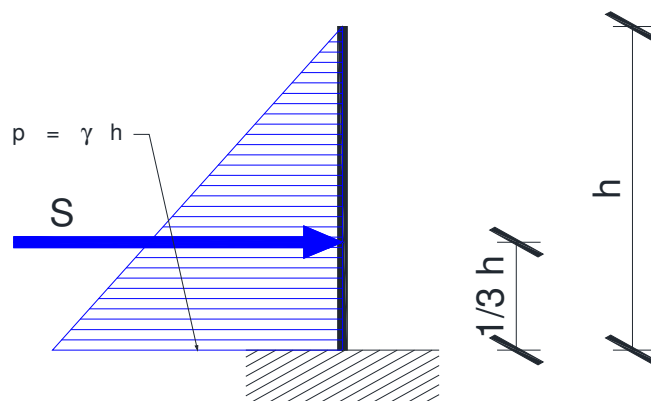
La pressione idrostatica è la forza esercitata da un fluido in quiete su ogni superficie a contatto con esso. Il valore di questa pressione dipende esclusivamente dalla densità del fluido e dall'affondamento del punto considerato dal pelo libero secondo la seguente relazione:

$$p = \gamma h$$

dove

γ = Peso Specifico del Liquido

h = Altezza affondamento



La risultante S della pressione idrostatica è data da:

$$S = 1/2 \gamma h^2$$

applicata ad una quota pari a:

$$z_s = 1/3 h$$

Per quanto riguarda il peso specifico del liquido, considerato che trattasi di reflui da depurare, si è ritenuto attribuire un peso di:

$$\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$$

Per la valutazione effettuata vedere il paragrafo relativo ad ogni singola struttura

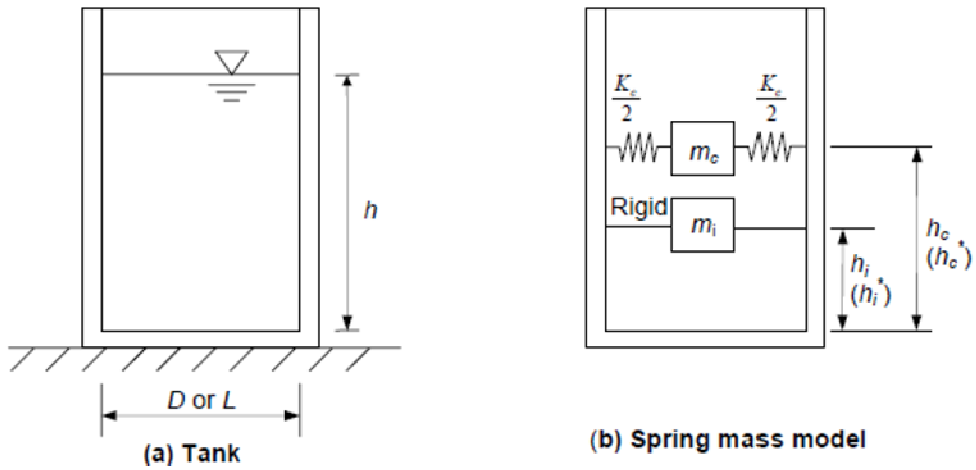
6.4 SPINTA IDRODINAMICA (SLOSHING)

Per la valutazione della spinta dell'acqua in condizioni sismiche, si considera che, per effetto di un'accelerazione laterale $a_g(t)$, la massa liquida in prossimità del pelo libero non tende a traslare rigidamente con il serbatoio, ma da origine ad onde di tipo convettivo. Vicino al fondo, invece, il liquido si muove in maniera solidale con il serbatoio, andando ad incrementare la massa inerziale della struttura.

L'incremento di pressione dell'acqua all'interno della vasca è calcolato secondo una schematizzazione a modelli a molle, che includono gli effetti di interazione liquido-muro. La spinta è valutata attraverso due termini: quello induttivo (pedice i) e quello convettivo (pedice c). Devono pertanto essere determinate le masse equivalenti m_i e m_c , la rigidezza k_c e le altezze h_i e h_c .

Si riportano di seguito tali quantità in funzione del rapporto h/L , dove h è l'altezza del liquido e L è la lunghezza del muro nella direzione di applicazione del sisma

Schematizzazione con modello a molle del fenomeno di interazione muro-acqua:



Definizione delle dimensioni caratteristiche del serbatoio:

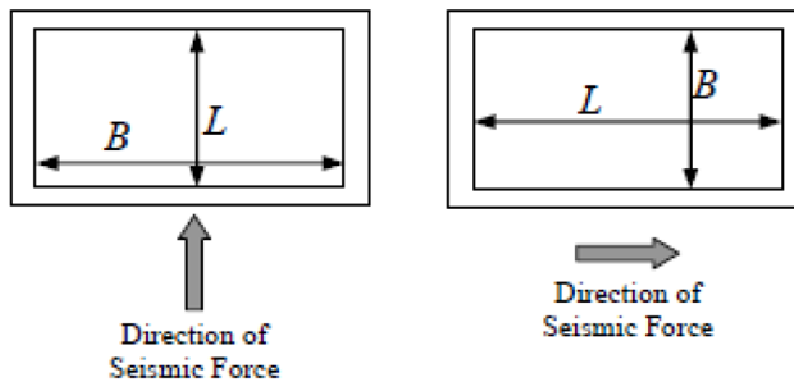


Tabella 1 – Espressioni per i parametri del modello "spring mass model"

Circular tank	Rectangular tank
$\frac{m_i}{m} = \frac{\tanh\left(0.866 \frac{D}{h}\right)}{0.866 \frac{D}{h}}$	$\frac{m_i}{m} = \frac{\tanh\left(0.866 \frac{L}{h}\right)}{0.866 \frac{L}{h}}$
$\frac{h_j}{h} = 0.375 \quad \text{for } h/D \leq 0.75$ $= 0.5 - \frac{0.09375}{h/D} \quad \text{for } h/D > 0.75$	$\frac{h_j}{h} = 0.375 \quad \text{for } h/L \leq 0.75$ $= 0.5 - \frac{0.09375}{h/L} \quad \text{for } h/L > 0.75$
$\frac{h_j^*}{h} = \frac{0.866 \frac{D}{h}}{2 \tanh\left(0.866 \frac{D}{h}\right)} - 0.125$ $= 0.45 \quad \text{for } h/D > 1.33$	$\frac{h_j^*}{h} = \frac{0.866 \frac{L}{h}}{2 \tanh\left(0.866 \frac{L}{h}\right)} - 0.125$ $= 0.45 \quad \text{for } h/L > 1.33$
$\frac{m_c}{m} = 0.23 \frac{\tanh\left(3.68 \frac{h}{D}\right)}{\frac{h}{D}}$	$\frac{m_c}{m} = 0.264 \frac{\tanh\left(3.16 \frac{h}{L}\right)}{\frac{h}{L}}$
$\frac{h_c}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68 \frac{h}{D}\right) - 1.0}{3.68 \frac{h}{D} \sinh\left(3.68 \frac{h}{D}\right)}$	$\frac{h_c}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.16 \frac{h}{L}\right) - 1.0}{3.16 \frac{h}{L} \sinh\left(3.16 \frac{h}{L}\right)}$
$\frac{h_c^*}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68 \frac{h}{D}\right) - 2.01}{3.68 \frac{h}{D} \sinh\left(3.68 \frac{h}{D}\right)}$	$\frac{h_c^*}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.16 \frac{h}{L}\right) - 2.01}{3.16 \frac{h}{L} \sinh\left(3.16 \frac{h}{L}\right)}$
$K_c = 0.836 \frac{mg}{h} \tanh^2\left(3.68 \frac{h}{D}\right)$	$K_c = 0.833 \frac{mg}{h} \tanh^2\left(3.16 \frac{h}{L}\right)$

Per la valutazione effettuata vedere il paragrafo relativo ad ogni singola struttura.

6.5 SPINTA DELLE TERRE

La determinazione della spinta esercitata dal terreno contro un'opera di sostegno è un problema classico di ingegneria geotecnica che, ancora oggi, nonostante l'enorme ampliamento delle conoscenze, viene affrontato utilizzando due teorie "storiche", opportunamente modificate e integrate alla luce del principio delle tensioni efficaci: la teoria di Rankine (1857) e la teoria di Coulomb (1776).

Molto prima di Rankine, il problema della determinazione della spinta esercitata dal terreno su un'opera di sostegno era stato affrontato dall'ingegnere militare francese Coulomb con un metodo basato sull'equilibrio delle forze in gioco.

La teoria di Coulomb è più versatile della teoria di Rankine, poiché permette di risolvere condizioni geometriche e di carico generali ed è alla base del più diffuso metodo pseudostatico di calcolo della spinta in condizioni sismiche.

Si consideri una parete di altezza H che sostenga un terrapieno di sabbia omogenea e asciutta.

Per semplicità di esposizione assumiamo, per il momento, le seguenti ipotesi:

1. assenza di attrito tra parete e terreno,
2. parete del muro verticale,
3. superficie del terrapieno orizzontale,
4. terreno omogeneo, incoerente e asciutto, con peso di volume γ e resistenza al taglio: $\tau = \sigma' \tan \phi'$
5. superficie di scorrimento piana.

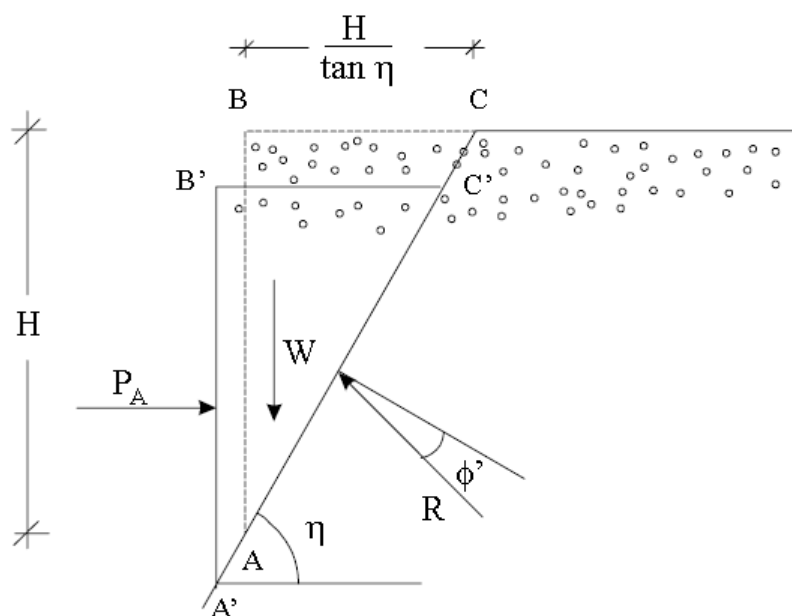


Figura 4 - Cuneo di spinta attiva di Coulomb

Sviluppando il calcolo analitico, con riferimento ai simboli delle figure, si ottiene per la condizione di spinta attiva:

$$P_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_A$$

dove

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cdot \cos(\lambda + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - \beta)}{\cos(\lambda + \delta) \cdot \cos(\lambda - \beta)}} \right]^2}$$

Nella valutazione della spinta, si è usato il caso ancor più generale, di terreno dotato di coesione. Si ha quindi che lo stato tensionale di un generico punto alla profondità Z è descritto dalla:

$$\sigma'_{h,a} = \gamma \cdot Z \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) - 2 \cdot c' \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) = \gamma \cdot Z \cdot K_A - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_A}$$

Per la valutazione effettuata vedere il paragrafo relativo ad ogni singola struttura

6.6 INCREMENTO SISMICO TERRENO

L'incremento sismico dovuto al terreno sulla struttura è determinato con un Analisi Pseudostatica.

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

I coefficienti sismici Orizzontale e Verticale:

$$k_h = \beta_m a_{max} / g \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h \quad (7.11.7)$$

dove

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

g = 9,81 m/sec² accelerazione di gravità

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S a_g = S_s S_T a_g$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

Il coefficiente β_m assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

NOTA:

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

$a_g = 0,1452 \text{ g}$ Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

$S_s = 1,8$ Amplificazione Stratigrafica

$S_T = 1,0$ Amplificazione Topografica

$\beta_m = 0,24$ Accelerazione $a_g(g) \leq 0,1$ e Categoria Sottosuolo D

$$a_{max} = S_s S_T a_g = 0,2614 \text{ g} \quad 2,564 \text{ m/sec}^2$$

$$K_h = \beta_m a_{max} / g \quad (7.11.6)$$

$$K_h = 0,063$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h \quad (7.11.7)$$

$$k_v = 0,031$$

Incremento Sismico Terreno

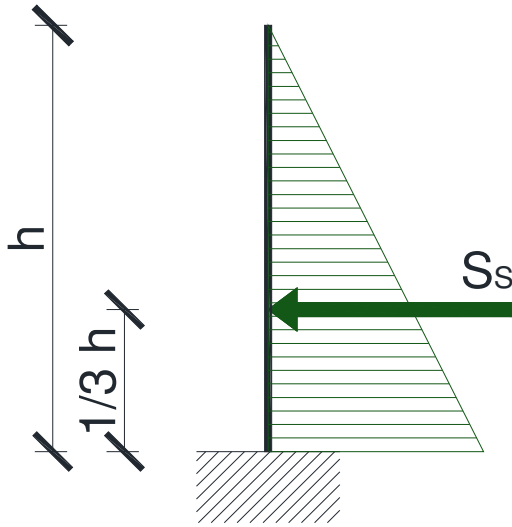
L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

W = - kg/m Peso Cuneo Terreno Spinta Attiva

L'incremento Sismico

S_s = - kg/m Incremento Sismico



Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

6.7 AZIONI DELLA NEVE

Parametri:

Località	Verolanuova
Provincia	Brescia
Zona	I
Altitudine di riferimento	a_s 100 m s.l.m.
Tipo Copertura	Copertura ad una falda
Inclinazione Falda	α_1 0 °
Inclinazione Falda	α_2 0 °

3.4.1 Carico Neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t \quad \mathbf{1,20 \quad kN/m^2} \quad (3.3.7)$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

m_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²];

C_E è il coefficiente di esposizione

C_t è il coefficiente termico

3.4.2 Valore caratteristico del carico neve al suolo

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, **Brescia**, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza:

$$q_{sk} = 1,50 \quad \text{kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad (3.3.8)$$

$$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s / 728)^2] = 1,4162 \quad \text{kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

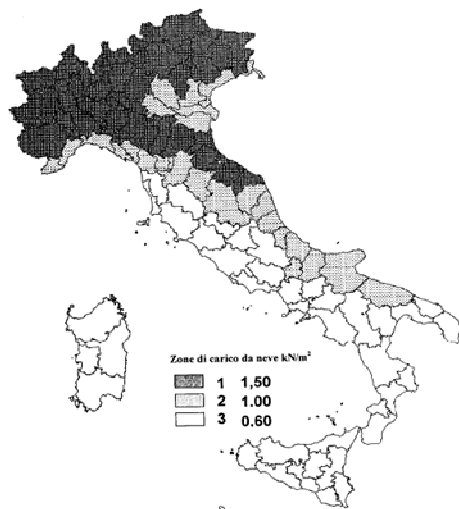


Figura 3.4.1 – Zone di carico da neve

3.4.3 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in Tab. 3.4.I. Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$.

Tabella 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	C _E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1,1

$$C_E = 1,0$$

3.4.4 Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

$$C_t = 1$$

3.4.5 Carico neve sulle coperture

3.4.5.1 Coefficiente di forma per le coperture

In generale verranno usati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

I valori del coefficiente di forma μ_1 , riportati in Tab. 3.4.II si riferiscono alle coperture ad una o due falde.

Tabella 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 (60 - \alpha) / 30$	0,0

Per coperture a più falde, per coperture con forme diverse, così come per coperture contigue a edifici più alti o per accumulo di neve contro parapetti o più in generale per altre situazioni ritenute significative dal progettista si deve fare riferimento a normative di comprovata validità.

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = 0,8$$

3.4.5.2 Copertura ad una falda

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Si deve considerare la condizione riportata in Fig. 3.4.2, la quale deve essere utilizzata per entrambi i casi di carico con o senza vento.

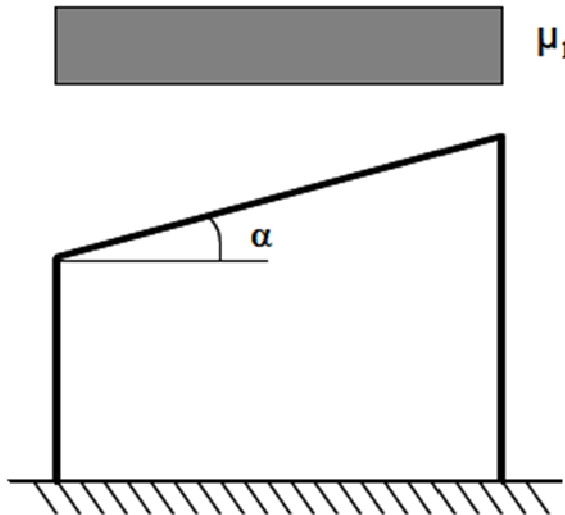


Figura 3.4.2 – Condizioni di carico per coperture ad una falda

7 DESCRIZIONE DEI MANUFATTI

9.1 Pretrattamenti

La costruzione in c.a. in oggetto è relativa alla vasca pretrattamento. È una struttura a pianta pseudo-rettangolare di dimensioni massime di 17,60 x 6,00 m e un'altezza complessiva di 3,50 m comprensivo dello spessore della platea di 0,4 m. Il piano di posa della fondazione è posto ad una quota di -3,50 m rispetto al piano di campagna, convenzionalmente individuato alla quota 0,00 m. Le strutture in elevazione sono realizzate con pareti dello spessore costante di 30 e 40 cm. La platea di fondazione ha una dimensione di 18,00 x 6,40 m e uno spessore di 40 cm.

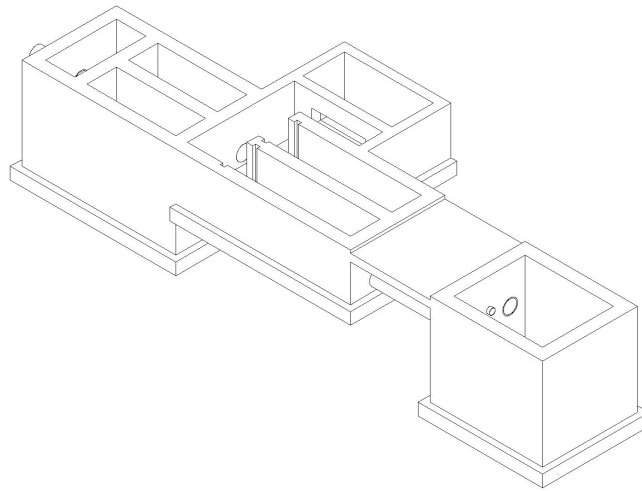


Figura 1 – pretrattamenti

9.2 Partitore

La costruzione in c.a. in oggetto è relativa alla vasca ripartitore. È una struttura a pianta rettangolare di dimensioni massime di 5,60 x 4,35 m e un'altezza complessiva di 4,80 m comprensivo dello spessore della platea di 0,5 m. Il piano di posa della fondazione è posto ad una quota di -4,80 m rispetto al piano di campagna, convenzionalmente individuato alla quota 0,00 m. Le strutture in elevazione sono realizzate con pareti dello spessore costante di 40 e 45 cm. La platea di fondazione ha una dimensione di 6,00 x 4,75 m e uno spessore di 50 cm. È presente una scala esterna sempre in c.a..

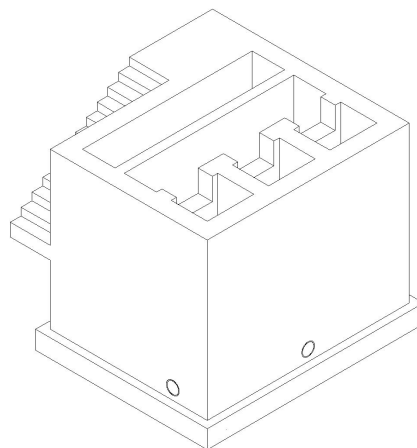


Figura 2 – partitore

9.3 Biologico

La costruzione in c.a. in oggetto è relativa alla vasca trattamenti biologico. È una struttura a pianta rettangolare di dimensioni massime di 37,50 x 17,50 m e un'altezza complessiva di 6,10 m comprensivo dello spessore della platea di 0,6 m. Il piano di posa della fondazione è posto ad una quota di -6,10 m rispetto al piano di campagna, convenzionalmente individuato alla quota 0,00 m. Le strutture in elevazione sono realizzate con pareti dello spessore costante di 50 cm. La platea di fondazione ha una dimensione di 38,50 x 18,50 m e uno spessore di 50 cm. Sono presenti due scale esterne sempre in c.a..

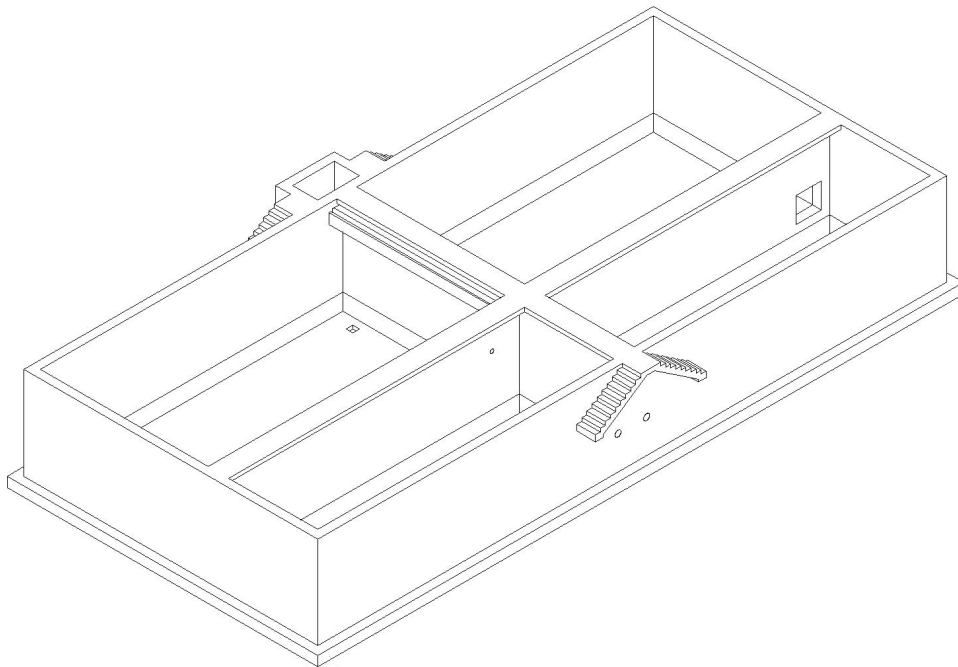


Figura 3 – biologico

9.4 Sedimentatore

La costruzione in c.a. in oggetto è relativa alle vasche dei sedimentatori. È una struttura a pianta circolare, costituita da due vasche aventi diametro interno di 17,50 m e un'altezza complessiva misurata nel punto più profondo di 5,70 m comprensivo dello spessore della platea di 0,4 m. Il piano di posa della fondazione è posto ad una quota di -6,30 m rispetto al piano di campagna, convenzionalmente individuato alla quota 0,00 m. Le strutture in elevazione sono realizzate con pareti dello spessore costante di 40 cm. La platea di fondazione ha un diametro di 18,70 m e uno spessore di 40 cm. Sono presenti due scale esterne sempre in c.a..

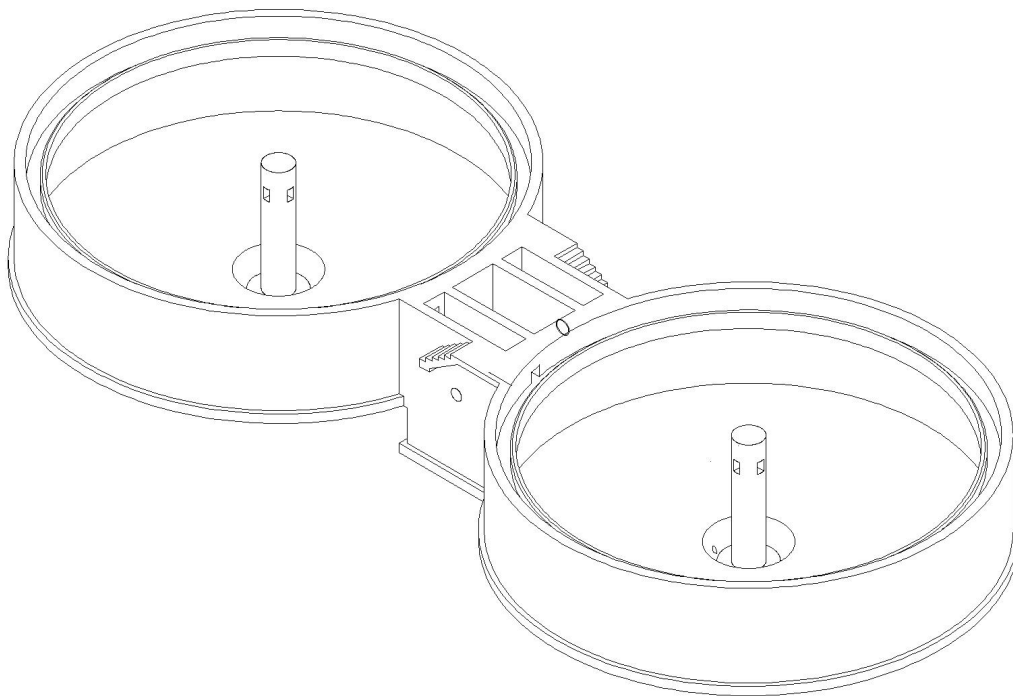


Figura 4 – sedimentatore

9.5 Filtrazione

La costruzione in c.a. in oggetto è relativa alla vasca di filtrazione. È una struttura a pianta rettangolare di dimensioni massime di 10,77 x 3,20 m e un'altezza complessiva di 3,30 m comprensivo dello spessore della platea di 0,4 m. Il piano di posa della fondazione è posto ad una quota di -3,30 m rispetto al piano di campagna, convenzionalmente individuato alla quota 0,00 m. Le strutture in elevazione sono realizzate con pareti dello spessore costante di 25 e 35 cm. La platea di fondazione ha una dimensione di 10,97 x 3,60 m e uno spessore di 40 cm.

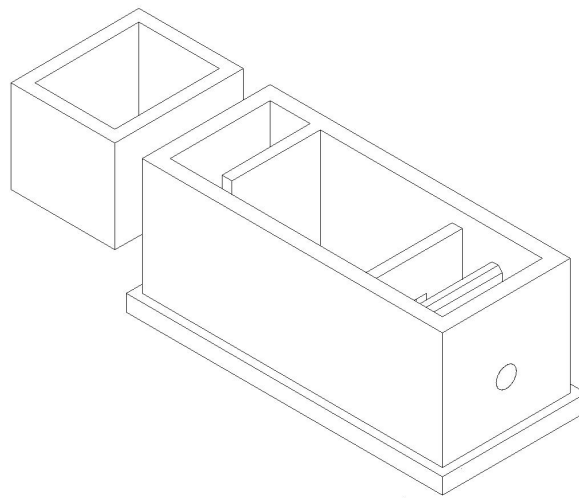


Figura 5 – filtrazione

9.6 Disinfezione U.V.

La costruzione in c.a. in oggetto è relativa alla vasca di disinfezione mediante raggi U.V. È una struttura a pianta rettangolare di dimensioni massime di 9,35 x 2,55 m e un'altezza complessiva massima di 3,30 m comprensivo dello spessore della platea di 0,3 m. Il piano di posa della fondazione è posto ad una quota di -3,30 m rispetto al piano di campagna, convenzionalmente individuato alla quota 0,00 m. Le strutture in elevazione sono realizzate con pareti dello spessore costante di 20 e 30 cm. La platea di fondazione ha una dimensione di 9,75 x 2,95 m e uno spessore di 30 cm.

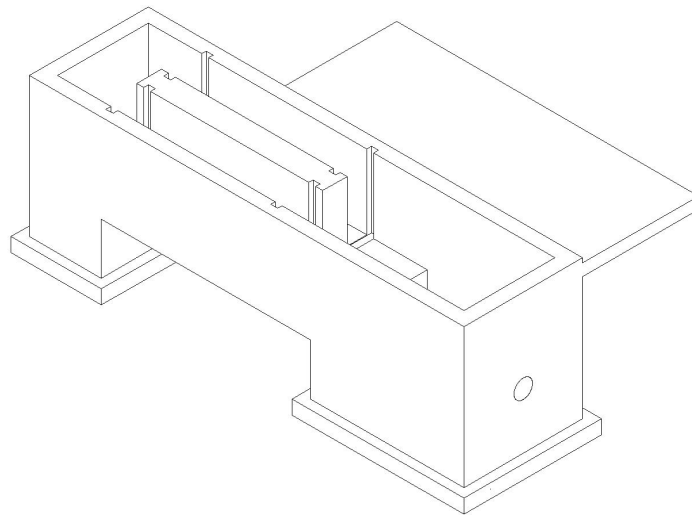


Figura 6 – disinfezione

9.7 Vasca Contenimento

La costruzione in c.a. in oggetto è relativa alla vasca di contenimento. È una struttura a pianta pressoché quadrata di dimensioni massime di 4,00 x 3,50 m e un'altezza complessiva di 1,50 m comprensivo dello spessore della platea di 0,3 m. Il piano di posa della fondazione è posto ad una quota di -1,50 m rispetto al piano di campagna, convenzionalmente individuato alla quota 0,00 m. Le strutture in elevazione sono realizzate con pareti dello spessore costante di 25 cm. La platea di fondazione ha una dimensione di 5,00 x 3,50 m e uno spessore di 30 cm.

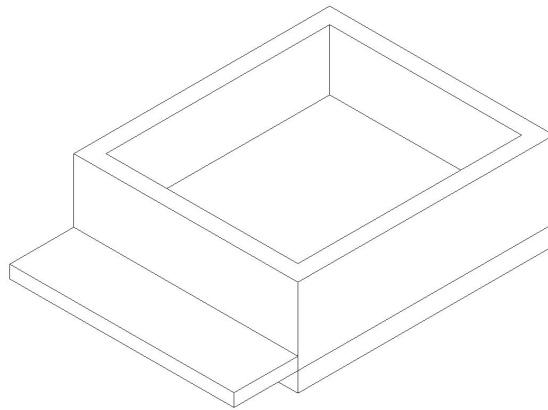


Figura 7 – vasca contenimento

9.8 Stabilizzazione

La costruzione in c.a. in oggetto è relativa alla vasca di stabilizzazione. È una struttura a pianta rettangolare di dimensioni massime di 11,00 x 8,50 m e un'altezza complessiva di 5,50 m comprensivo dello spessore della platea di 0,5 m. Il piano di posa della fondazione è posto ad una quota di -5,50 m rispetto al piano di campagna, convenzionalmente individuato alla quota 0,00 m. Le strutture in elevazione sono realizzate con pareti dello spessore costante di 45 cm. La platea di fondazione ha una dimensione di 11,80 x 9,30 m e uno spessore di 50 cm.

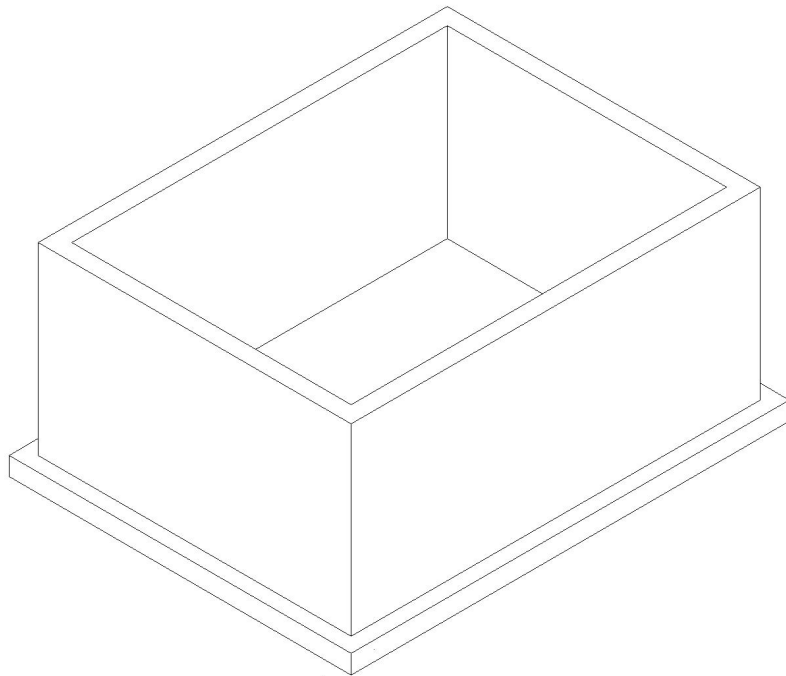


Figura 8 – vasca stabilizzazione

9.9 Ispessitore

La costruzione in c.a. in oggetto è relativa alla vasca di ispessimento. È una struttura a pianta circolare, costituita da una vasca aventi diametro interno di 6,00 m e un'altezza complessiva misurata nel punto più profondo di 5,35 m comprensivo dello spessore della platea di 0,35 m. Il piano di posa della fondazione è posto ad una quota di -5,35 m rispetto al piano di campagna, convenzionalmente individuato alla quota 0,00 m. Le strutture in elevazione sono realizzate con pareti dello spessore costante di 35 cm. La platea di fondazione ha un diametro di 7,30 m e uno spessore di 35 cm.

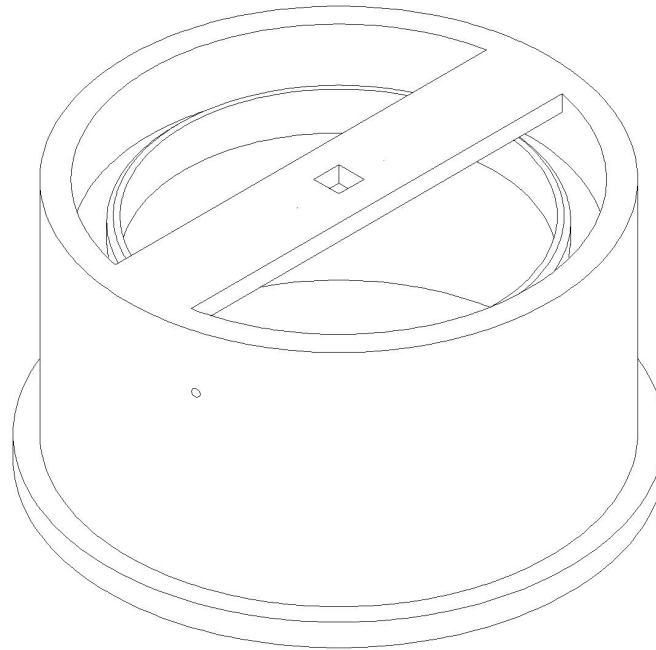


Figura 9 – ispessitore

9.10 Locale tecnico

La costruzione in c.a. in oggetto è relativa al locale di servizio, locale quadri elettrici ed uffici. È una struttura a pianta rettangolare, di dimensioni massime di 29,35 x 12,60 m e un'altezza complessiva di 5,20 m. Il piano di posa della fondazione è posto ad una quota di -0,40 m rispetto al piano di campagna, convenzionalmente individuato alla quota 0,00 m. Le strutture di fondazione sono realizzate mediante reticolo di travi alla Winkler su suolo elastico aventi dimensioni di 150x(h)40 cm e 90x(h)40 cm. In elevazione sono presenti pilastri e setti in c.a. La copertura è realizzata mediante solaio prefabbricato tipo "lastral" h=22 cm. È presente anche una zona con copertura mediante soletta gettata in opera avente spessore di cm 30.

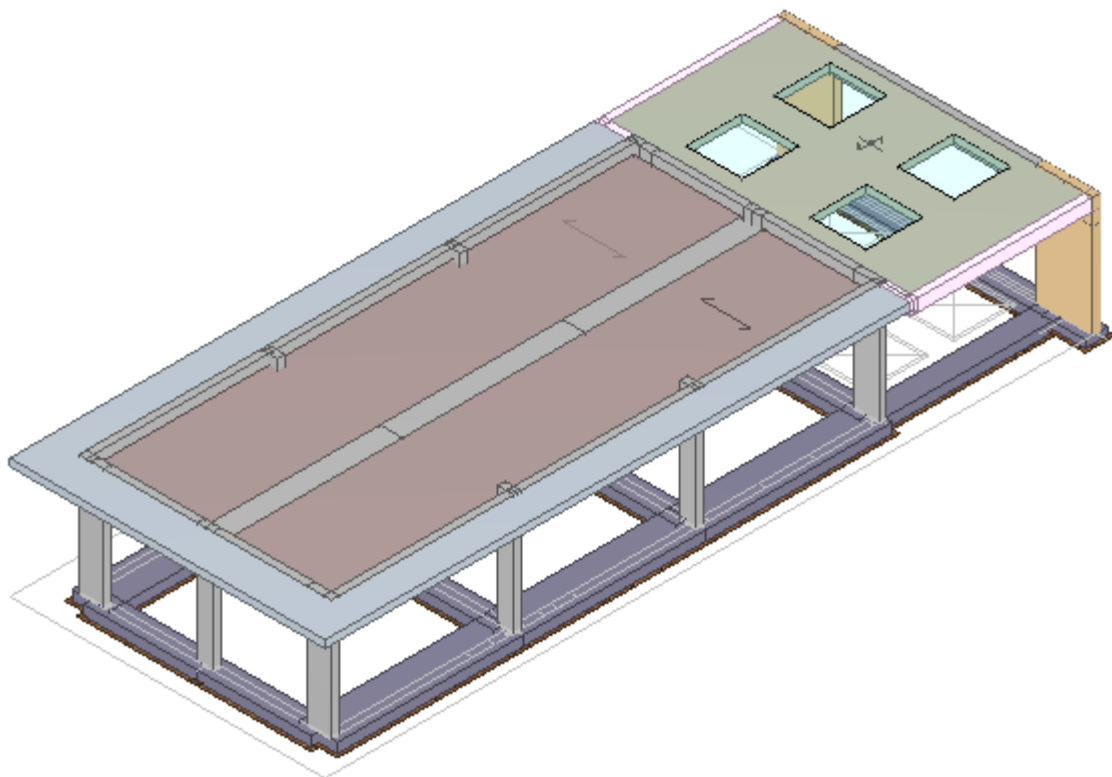


Figura 10 – locale tecnico

10.1 CRITERI DI PROGETTO

È stata effettuata una **Progettazione per Azioni Sismiche** secondo quanto previsto al Cap. 07 del D.M. 14-01-08. Nell'analisi delle strutture soggette ad azione sismica, si è utilizzato il tipo di **Analisi Lineare Dinamica**.

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Gli elementi quali canalette, passerelle e scale sono stati considerati elementi secondari e pertanto non valutati nell'analisi strutturale delle vasche. Le scale solo state calcolate come elementi singoli.

MODELLO

Nella Relazione di Calcolo delle Strutture vengono riportati i carichi di progetto ed il modello strutturale utilizzato. Lo schema statico tridimensionale utilizzato, prevede pareti modellate con elementi bidimensionali sia per la piastra di fondazione, sia per le pareti in elevazione.

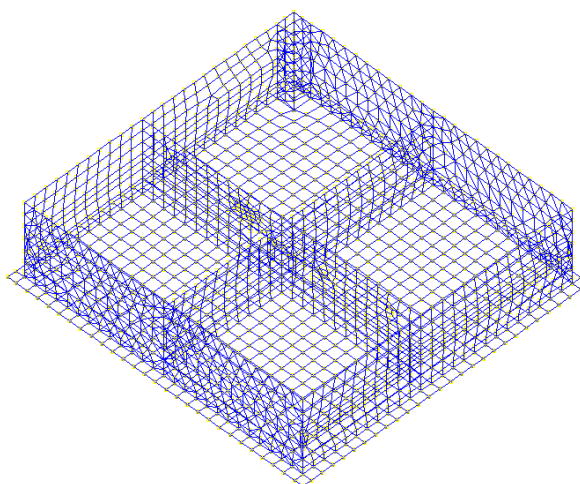


Figura 5 - Vista Assometrica Modello tipo

7.1 ANALISI DEI CARICHI

Nel modello utilizzato sono state eseguite numerose verifiche in funzione delle varie fasi a cui la struttura è soggetta durante la sua vita utile. di seguito si riportano le fasi con le rispettive azioni a cui la vasca è soggetta:

- | | |
|--------|--|
| FASE 1 | 1 Assenza di Reflui |
| | 2 Spinta del Terreno |
| | 3 Sovraccarico Accidentale del Terreno |

FASE 2	1 Presenza di Reflui 2 Assenza Spinta del Terreno 3 Assenza Sovraccarico Accidentale del Terreno
FASE 3	1 Presenza di Reflui 2 Spinta del Terreno 3 Incremento Simico Terreno 4 Incremento Sismico Reflui (Sloshing)

7.1.1 Spinta delle Terre

Spinta delle Terre analizzato con il Metodo di Coulomb Generalizzato:

Geometria Parete

Vasca

p	=	900	kg/mq	Sovraccarico Terreno
h _e	=	0,5625	m	Altezza Equivalente Sovraccarico
h	=	2,20	m	p min = 375 kg/m ²
s	=	0,00	m	p max = 1.374 kg/m ²
H	=	2,20	m	

Parametri Terreno

γ	=	1600	Kg/m ³	Peso specifico
φ	=	26	°	Angolo di attrito interno
tan φ	=	0,4877		
c'	=	0	Kg/m ²	Coesione efficace
α	=	90	°	Angolo di inclinazione paramento interno
β	=	0	°	Angolo di inclinazione del pendio
δ	=	0	°	Angolo di attrito terra muro

Calcolo Spinta Statica

$$k_{ai} = \frac{\sin^2(\phi + \alpha)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

K_a	=	0,3905	Coefficiente di Spinta Attiva	$K_a = 0,3905$
p_A	=	1.374 kg/m ²	Pressione Attiva Max	
S_A	=	1.512 kg	Risultante Spinta Attiva	
P	=	2.419 kg	Peso Cuneo Terreno Spinta Attiva	

Effetto della Coesione

$$\sigma'_{h,a} = \gamma \cdot Z \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) - 2 \cdot c' \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) = \gamma \cdot Z \cdot K_A - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_A}$$

$$\sigma'_{h,p} = \gamma \cdot Z \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) + 2 \cdot c' \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) = \gamma \cdot Z \cdot K_P + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_P}$$

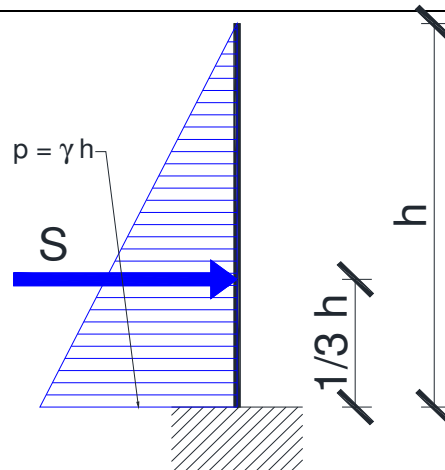
p_A	=	1.374 kg/m ²	Pressione Attiva Max
S_A	=	1.512 kg	Risultante Spinta Attiva

Componenti della Spinta

Q_{SA}	=	1.512 kg	Spinta Attiva Orizzontale
V_{SA}	=	- kg	Spinta Attiva Verticale
y	=	0,73 m	Quota della Spinta

7.1.2 Spinta Idrostatica

γ	=	10 kN/m ³	Peso Liquido
h	=	6,1 m	Altezza affondamento
p	=	$\gamma h = 61$ kN/m ²	Pressione Idrostatica sul Fondo
S	=	$1/2 \gamma h^2 = 186,05$ kN/m	Spinta Idrostatica Parete



$$h/3 = 2,0 \text{ m}$$

$$M = 378 \text{ kNm/m}$$

$$T = 186 \text{ kN/m}$$

Incremento Sismico Terreno

Incremento Sismico del Terreno analizzato con il Metodo Pseudostatico:

Regione: Lombardia
 Provincia: Brescia
 Comune: Verolanuova
 Località:

Zona Sismica: 3

Coordinate ED50 Latitudine: 45,3256 Longitudine: 10,0781

Parametri sismici

Classe d'uso della costruzione II

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N \geq 50

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U 1,0

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Analisi Pseudostatica

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

I coefficienti sismici Orizzontale e Verticale:

$$K_h = \beta_m a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h$$

dove

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

$$g = 9,81 \quad \text{m/sec}^2 \quad \text{accelerazione di gravità}$$

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S a_g = S_S S_T a_g$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

Il coefficiente β_m assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

NOTA:

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

a_g	=	0,1452	g	Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido
S_S	=	1,8		Amplificazione Stratigrafica
S_T	=	1,0		Amplificazione Topografica
β_m	=	0,24		Accelerazione $a_g (g) \leq 0,1$ e Categoria Sottosuolo D
a_{max}	=	$S_S S_T a_g$	= 0,2614	g 2,564 m/sec ²
K_h	=	$\beta_m a_{max} / g$		
K_h	=	0,063		
k_v	=	$\pm 0,5 k_h$		
k_v	=	0,031		

Incremento Sismico Terreno

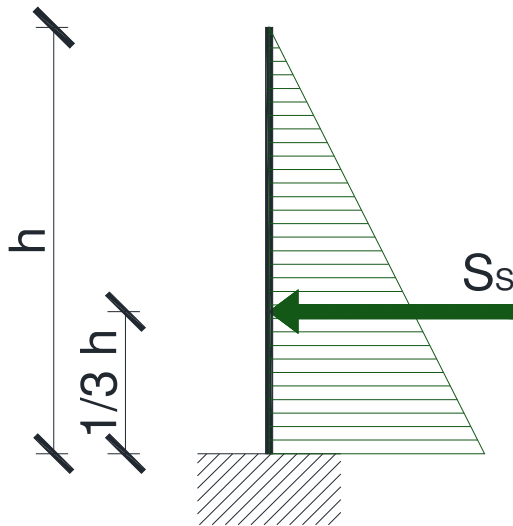
L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

W	=	1.280	kg/m	Peso Cuneo Terreno Spinta Attiva
-----	---	-------	------	----------------------------------

L'incremento Sismico

S_S	=	80	kg/m	Incremento Sismico
-------	---	----	------	--------------------



Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Azione Sismica del Fluido

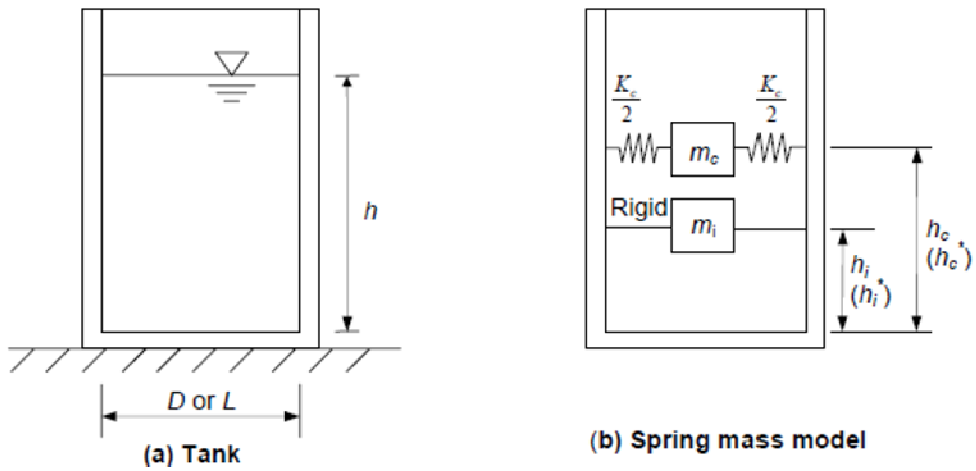
Di seguito si analizza il maggiore dei 4 settori in cui è suddivisa la vasca sotto l'effetto dell'Azione Sismica del Fluido "SLOSHING" per serbatoi rettangolari nella direzione del X:

Per la valutazione della spinta dell'acqua in condizioni sismiche, si considera che, per effetto di un'accelerazione laterale $a_g(t)$, la massa liquida in prossimità del pelo libero non tende a traslare rigidamente con il serbatoio, ma da origine ad onde di tipo convettivo. Vicino al fondo, invece, il liquido si muove in maniera solidale con il serbatoio, andando ad incrementare la massa inerziale della struttura.

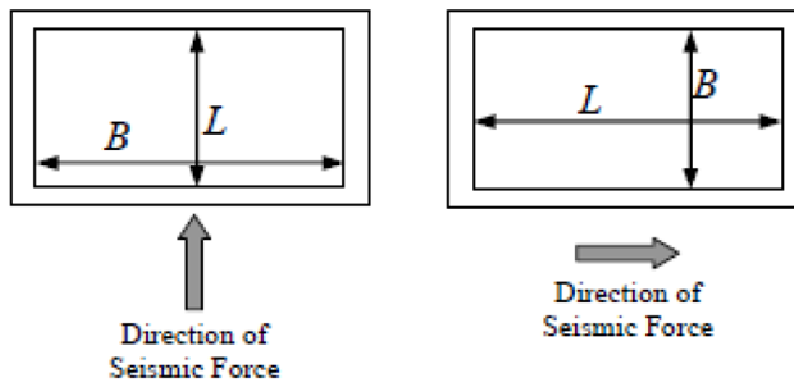
L'incremento di pressione dell'acqua all'interno della vasca è calcolato secondo una schematizzazione a modelli a molle, che includono gli effetti di interazione liquido-muro. La spinta è valutata attraverso due termini: quello induttivo (pedice i) e quello convettivo (pedice c). Devono pertanto essere determinate le masse equivalenti m_i e m_c , la rigidezza k_c e le altezze h_i e h_c .

Si riportano di seguito tali quantità in funzione del rapporto h/L , dove h è l'altezza del liquido e L è la lunghezza del muro nella direzione di applicazione del sisma

Schematizzazione con modello a molle del fenomeno di interazione muro-acqua:



Definizione delle dimensioni caratteristiche del serbatoio:



Dati: Si considera 1 settore dei 4

g	=	9,81	m/sec ²	
ρ	=	1000	kg/m ³	Massa Liquido
h	=	6,10	m	Altezza Liquido
h_p	=	6,50	m	Altezza Parete
B	=	13,00	m	Base
L	=	11,90	m	Lunghezza
s	=	0,50	m	Spessore Pareti

Tabella 1 – Espressioni per i parametri del modello "spring mass model"

Circular tank		Rectangular tank	
$\frac{m_i}{m} = \frac{\tanh\left(0.866 \frac{D}{h}\right)}{0.866 \frac{D}{h}}$		$\frac{m_i}{m} = \frac{\tanh\left(0.866 \frac{L}{h}\right)}{0.866 \frac{L}{h}}$	
$\frac{h_j}{h} = 0.375$	for $h/D \leq 0.75$	$\frac{h_j}{h} = 0.375$	for $h/L \leq 0.75$
$= 0.5 - \frac{0.09375}{h/D}$	for $h/D > 0.75$	$= 0.5 - \frac{0.09375}{h/L}$	for $h/L > 0.75$
$\frac{h_j^*}{h} = \frac{0.866 \frac{D}{h}}{2 \tanh\left(0.866 \frac{D}{h}\right)} - 0.125$		$\frac{h_j^*}{h} = \frac{0.866 \frac{L}{h}}{2 \tanh\left(0.866 \frac{L}{h}\right)} - 0.125$	
	for $h/D \leq 1.33$		for $h/L \leq 1.33$
$= 0.45$	for $h/D > 1.33$	$= 0.45$	for $h/L > 1.33$
$\frac{m_c}{m} = 0.23 \frac{\tanh\left(3.68 \frac{h}{D}\right)}{\frac{h}{D}}$		$\frac{m_c}{m} = 0.264 \frac{\tanh\left(3.16 \frac{h}{L}\right)}{\frac{h}{L}}$	
$\frac{h_c}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68 \frac{h}{D}\right) - 1.0}{3.68 \frac{h}{D} \sinh\left(3.68 \frac{h}{D}\right)}$		$\frac{h_c}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.16 \frac{h}{L}\right) - 1.0}{3.16 \frac{h}{L} \sinh\left(3.16 \frac{h}{L}\right)}$	
$\frac{h_c^*}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68 \frac{h}{D}\right) - 2.01}{3.68 \frac{h}{D} \sinh\left(3.68 \frac{h}{D}\right)}$		$\frac{h_c^*}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.16 \frac{h}{L}\right) - 2.01}{3.16 \frac{h}{L} \sinh\left(3.16 \frac{h}{L}\right)}$	
$K_c = 0.836 \frac{mg}{h} \tanh^2\left(3.68 \frac{h}{D}\right)$		$K_c = 0.833 \frac{mg}{h} \tanh^2\left(3.16 \frac{h}{L}\right)$	

$$P_p = 4209 \text{ kN}$$

Peso Pareti

$$V = 944 \text{ m}^3$$

Volume Liquido

$$P = 9257 \text{ kN}$$

Peso Liquido

m	=	943670	kg	Massa Liquido
m_w	=	429027	kg	Massa Pareti
m_t	=	0	kg	Massa Coperchio
h/L	=	0,51	< 0,75 ≤ 1,33	

Termine impulsivo:

m_i/m	=	0,553	m_i	=	521754	kg	55%	Massa Impulsiva
h_i/h	=	0,375	h_i	=	2,29	m		Altezza Massa Impulsiva
h^*_i/h	=	0,779	h^*_i	=	4,75	m		

Termine convettivo:

m_c/m	=	0,476	m_c	=	449361	kg	48%	Massa Convettiva
h_c/h	=	0,587	h_c	=	3,58	m		Altezza Massa Convettiva
h^*_c/h	=	0,844	h^*_c	=	5,15	m		
K_c	=	1E+06						

Il periodo del modo impulsivo

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{d}{g}}$$

dove:

$$d = \frac{P(\bar{h})^3}{3 E I_w}$$

flessione della parete nella verticale centrale calcolata all'altezza:

$$\bar{h} = \frac{\frac{m_i}{2} \bar{h}_i + \frac{m_w}{2} \bar{h}}{\frac{m_i}{2} + m_w}$$

caricata da una uniforme pressione distribuita:

$$q = \frac{\left(\frac{m_i}{2} + m_w\right) g}{B h}$$

\bar{m}_w

è la massa di una parete perpendicolare all'azione

e in modo semplificato considerando una striscia unitaria di parete caricata con una forza concentrata:

$$P = q \times h \times 1 \quad \text{Carico Concentrato}$$

Si ottiene quindi:

$$E = 3E+07 \quad \text{kN/m}^2 \quad \text{Modulo Elasticità Calcestruzzo Tipo C30}$$

$$I_w = 0,0104 \quad \text{m}^4 \quad \text{Momento di Inerzia (Trave) Unitario Parete}$$

 \bar{m}_w

$$= 107671 \quad \text{kg}$$

 \bar{h}

$$= 2,57 \quad \text{m}$$

$$q = 45,6 \quad \text{kN/m}^2$$

$$P = 278,1 \quad \text{kN}$$

$$d = 0,0055 \quad \text{m}$$

ed infine:

$$T_i = \mathbf{0,15} \quad \text{sec} \quad \text{NOTA: Periodo 1° Modo Vibrare 0,145685}$$

Il periodo del modo convettivo

$$T_c = C_c \sqrt{\frac{L}{g}}$$

dove, per vasche rettangolari:

$$C_c = \frac{2\pi}{\sqrt{3.16 \tanh(3.16(h/L))}}$$

Coefficiente Periodo Modo Convettivo

$$C_c = 3,68$$

da cui

$$T_c = 4,05 \text{ sec}$$

Coefficienti Sismici Orizzontali

Modo Impulsivo: $T_i = 0,15 \text{ sec}$

$$(A_h)_i = 0,370$$

Modo Convettivo: $T_c =$

$$(A_h)_c = 0,0$$

Taglio alla Base

Modo Impulsivo: $V_i = (A_h)_i (m_i + m_w + m_t)g$

Modo Convettivo: $V_c = (A_h)_c$

dove

- m_i massa Impulsiva Liquido
- m_c massa Convettiva Liquido
- m_w massa parete serbatoio
- m_t massa coperchio serbatoio
- g accelerazione gravità

$$V_i = 3451 \text{ kN}$$

$$V_c = 82 \text{ kN}$$

da cui il Taglio Totale

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2}$$

$$V = 3452 \text{ kN}$$

Pressione Idrodinamica

Per un serbatoio rettangolare, la massima forza idrodinamica per unità di lunghezza della parete, per il modo impulsivo convettivo, sono:

$$q_i = \frac{(A_h)_i m_i}{2B} g$$

$$q_c = \frac{(A_h)_c m_c}{2B} g$$

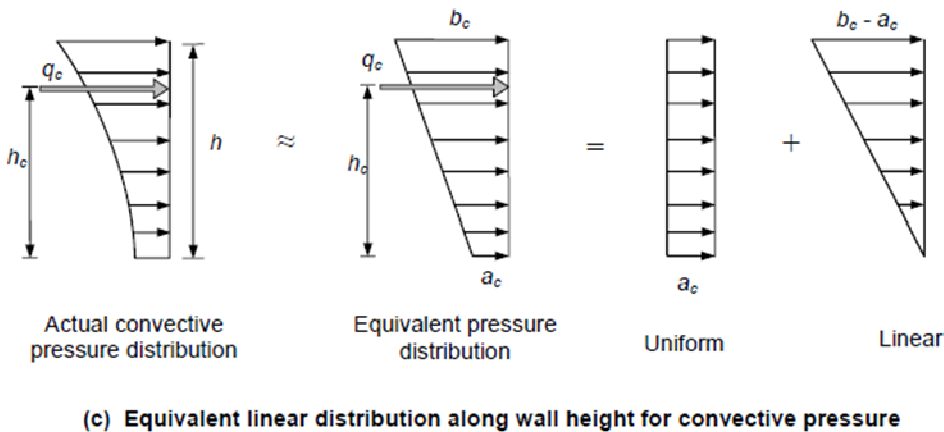
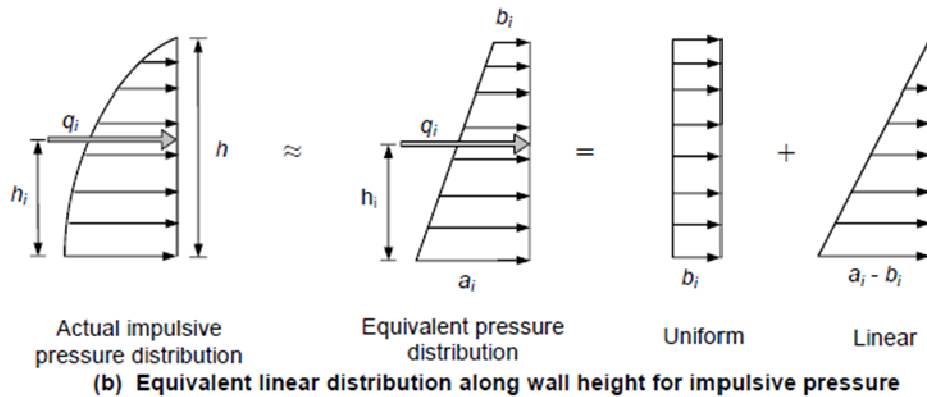
Le equivalenti distribuzioni delle pressioni lineari, per il modo impulsivo e convettivo, sono date dalle seguenti:

$$a_i = \frac{q_i}{h^2} (4h - 6h_i)$$

$$b_i = \frac{q_i}{h^2} (6h_i - 2h)$$

$$a_c = \frac{q_c}{h^2} (4h - 6h_c)$$

$$b_c = \frac{q_c}{h^2} (6h_c - 2h)$$



q_i	=	72,8	kN/m	Forza Idrodinamica Max Modo Impulsivo per unità di lunghezza parete
q_c	=	5,1	kN/m	Forza Idrodinamica Max Modo Convettivo per unità di lunghezza parete

a_i	=	20,9	kN	Forza Idrodinamica Max Modo Impulsivo
b_i	=	3,0	kN	Forza Idrodinamica Max Modo Impulsivo
a_c	=	0,4	kN	Forza Idrodinamica Max Modo Convettivo
b_c	=	1,3	kN	Forza Idrodinamica Max Modo Convettivo

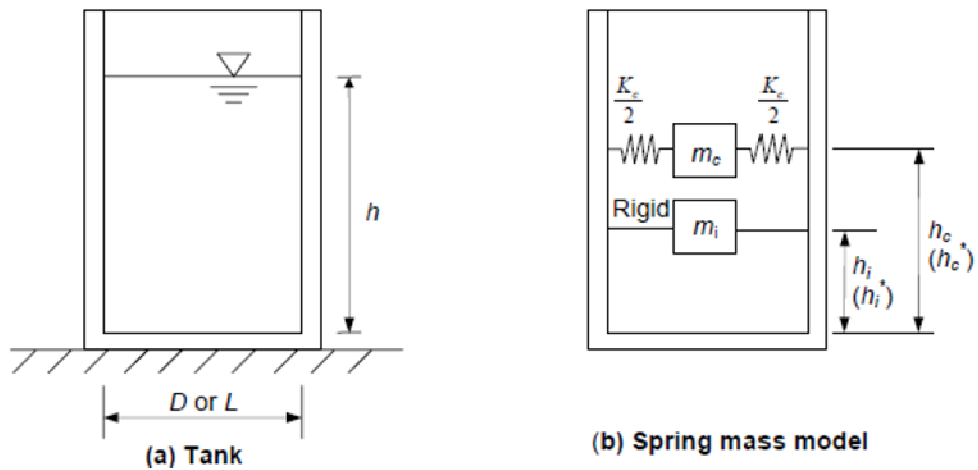
Di seguito si analizza il maggiore dei 4 settori in cui è suddivisa la vasca sotto l'effetto dell'Azione Sismica del Fluido "SLOSHING" per serbatoi rettangolari nella direzione del Y:

Per la valutazione della spinta dell'acqua in condizioni sismiche, si considera che, per effetto di un'accelerazione laterale $a_g(t)$, la massa liquida in prossimità del pelo libero non tende a traslare rigidamente con il serbatoio, ma da origine ad onde di tipo convettivo. Vicino al fondo, invece, il liquido si muove in maniera solidale con il serbatoio, andando ad incrementare la massa inerziale della struttura.

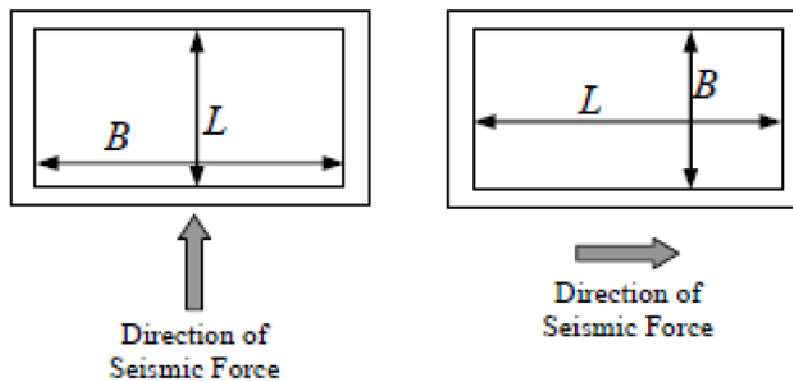
L'incremento di pressione dell'acqua all'interno della vasca è calcolato secondo una schematizzazione a modelli a molle, che includono gli effetti di interazione liquido-muro. La spinta è valutata attraverso due termini: quello induttivo (pedice i) e quello convettivo (pedice c). Devono pertanto essere determinate le masse equivalenti m_i e m_c , la rigidezza k_c e le altezze h_i e h_c .

Si riportano di seguito tali quantità in funzione del rapporto h/L , dove h è l'altezza del liquido e L è la lunghezza del muro nella direzione di applicazione del sisma

Schematizzazione con modello a molle del fenomeno di interazione muro-acqua:



Definizione delle dimensioni caratteristiche del serbatoio:



Dati: Si considera 1 settore dei 4

g	$=$	$9,81 \text{ m/sec}^2$	
ρ	$=$	1000 kg/m^3	Massa Liquido
h	$=$	$6,10 \text{ m}$	Altezza Liquido
h_p	$=$	$6,50 \text{ m}$	Altezza Parete
B	$=$	$11,90 \text{ m}$	Base
L	$=$	$13,00 \text{ m}$	Lunghezza
s	$=$	$0,50 \text{ m}$	Spessore Pareti

Tabella 1 – Espressioni per i parametri del modello "spring mass model"

Circular tank	Rectangular tank
$\frac{m_i}{m} = \frac{\tanh\left(0.866 \frac{D}{h}\right)}{0.866 \frac{D}{h}}$	$\frac{m_i}{m} = \frac{\tanh\left(0.866 \frac{L}{h}\right)}{0.866 \frac{L}{h}}$
$\frac{h_j}{h} = 0.375 \quad \text{for } h/D \leq 0.75$ $= 0.5 - \frac{0.09375}{h/D} \quad \text{for } h/D > 0.75$	$\frac{h_j}{h} = 0.375 \quad \text{for } h/L \leq 0.75$ $= 0.5 - \frac{0.09375}{h/L} \quad \text{for } h/L > 0.75$
$\frac{h_j^*}{h} = \frac{0.866 \frac{D}{h}}{2 \tanh\left(0.866 \frac{D}{h}\right)} - 0.125$ $= 0.45 \quad \text{for } h/D > 1.33$	$\frac{h_j^*}{h} = \frac{0.866 \frac{L}{h}}{2 \tanh\left(0.866 \frac{L}{h}\right)} - 0.125$ $= 0.45 \quad \text{for } h/L > 1.33$
$\frac{m_c}{m} = 0.23 \frac{\tanh\left(3.68 \frac{h}{D}\right)}{\frac{h}{D}}$	$\frac{m_c}{m} = 0.264 \frac{\tanh\left(3.16 \frac{h}{L}\right)}{\frac{h}{L}}$
$\frac{h_c}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68 \frac{h}{D}\right) - 1.0}{3.68 \frac{h}{D} \sinh\left(3.68 \frac{h}{D}\right)}$	$\frac{h_c}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.16 \frac{h}{L}\right) - 1.0}{3.16 \frac{h}{L} \sinh\left(3.16 \frac{h}{L}\right)}$
$\frac{h_c^*}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68 \frac{h}{D}\right) - 2.01}{3.68 \frac{h}{D} \sinh\left(3.68 \frac{h}{D}\right)}$	$\frac{h_c^*}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.16 \frac{h}{L}\right) - 2.01}{3.16 \frac{h}{L} \sinh\left(3.16 \frac{h}{L}\right)}$
$K_c = 0.836 \frac{mg}{h} \tanh^2\left(3.68 \frac{h}{D}\right)$	$K_c = 0.833 \frac{mg}{h} \tanh^2\left(3.16 \frac{h}{L}\right)$

$$P_p = 4209 \text{ kN}$$

Peso Pareti

V	=	944	m ³	Volume Liquido
P	=	9257	kN	Peso Liquido
m	=	943670	kg	Massa Liquido
m _w	=	429027	kg	Massa Pareti
m _t	=	0	kg	Massa Coperchio
h/L	=	0,47	< 0,75 ≤ 1,33	

Termine impulsivo:

m _i /m	=	0,515	m _i	=	486428	kg	52%	Massa Impulsiva
h _i /h	=	0,375	h _i	=	2,29	m		Altezza Massa Impulsiva
h [*] _i /h	=	0,845	h [*] _i	=	5,15	m		

Termine convettivo:

m _c /m	=	0,507	m _c	=	478892	kg	51%	Massa Convettiva
h _c /h	=	0,575	h _c	=	3,51	m		Altezza Massa Convettiva
h [*] _c /h	=	0,901	h [*] _c	=	5,50	m		
K _c	=	1E+06						

Il periodo del modo impulsivo

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{d}{g}}$$

dove:

$$d = \frac{P(\bar{h})^3}{3 E I_w}$$

flessione della parete nella verticale centrale calcolata all'altezza:

$$\bar{h} = \frac{\frac{m_i}{2} h_i + \bar{m}_w \frac{h}{2}}{\frac{m_i}{2} + \bar{m}_w}$$

caricata da una uniforme pressione distribuita:

$$q = \frac{\left(\frac{m_i}{2} + \bar{m}_w \right) g}{B h}$$

\bar{m}_w

è la massa di una parete perpendicolare all'azione

e in modo semplificato considerando una striscia unitaria di parete caricata con una forza concentrata:

$$P = q \times h \times 1 \quad \text{Carico Concentrato}$$

Si ottiene quindi:

$$E = 3E+07 \quad \text{kN/m}^2 \quad \text{Modulo Elasticità Calcestruzzo Tipo C30}$$

$$I_w = 0,0104 \quad \text{m}^4 \quad \text{Momento di Inerzia (Trave) Unitario Parete}$$

 \bar{m}_w

$$= 98560 \quad \text{kg}$$

 \bar{h}

$$= 2,57 \quad \text{m}$$

$$q = 46,2 \quad \text{kN/m}^2$$

$$P = 281,7 \quad \text{kN}$$

$$d = 0,0056 \quad \text{m}$$

ed infine:

$$T_i = \mathbf{0,15} \quad \text{sec} \quad \text{NOTA: Periodo 1° Modo Vibrare 0,145685}$$

Il periodo del modo convettivo

$$T_c = C_c \sqrt{\frac{L}{g}}$$

dove, per vasche rettangolari:

$$C_c = \frac{2\pi}{\sqrt{3.16 \tanh(3.16(h/L))}}$$

Coefficiente Periodo Modo Convettivo

$$C_c = 3,72$$

da cui

$$T_c = 4,28 \text{ sec}$$

Coefficienti Sismici Orizzontali

Modo Impulsivo: $T_i = 0,15 \text{ sec}$

$$(A_h)_i = 0,370$$

Modo Convettivo: $T_c =$

$$(A_h)_c = 0,03$$

Taglio alla Base

Modo Impulsivo: $V_i = (A_h)_i (m_i + m_w + m_t)g$

Modo Convettivo: $V_c = (A_h)_c m_c g$

dove m_i massa Impulsiva Liquido
 m_c massa Convettiva Liquido
 m_w massa parete serbatoio
 m_t massa coperchio serbatoio
 g accelerazione gravità

$$V_i = 3323 \text{ kN}$$

$$V_c = 88 \text{ kN}$$

da cui il Taglio Totale

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2}$$

$$V = 3324 \text{ kN}$$

Pressione Idrodinamica

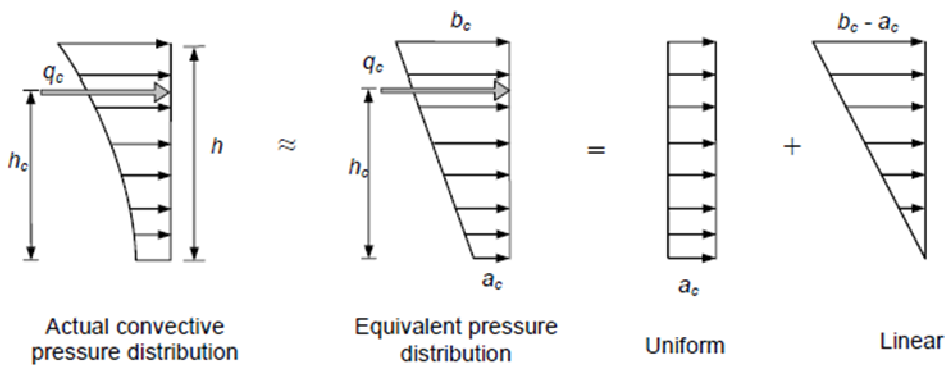
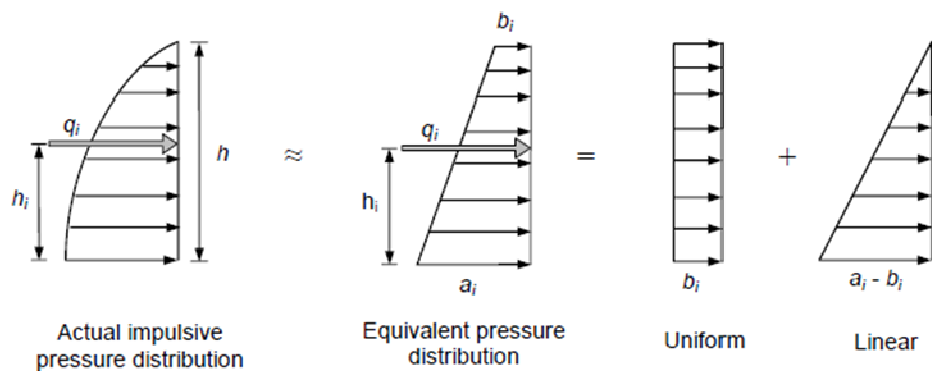
Per un serbatoio rettangolare, la massima forza idrodinamica per unità di lunghezza della parete, per il modo impulsivo e convettivo, sono:

$$q_i = \frac{(A_h)_i m_i}{2B} g \qquad q_c = \frac{(A_h)_c m_c}{2B} g$$

Le equivalenti distribuzioni delle pressioni lineari, per il modo impulsivo e convettivo, sono date dalle seguenti:

$$a_i = \frac{q_i}{h^2} (4h - 6h_i) \qquad b_i = \frac{q_i}{h^2} (6h_i - 2h)$$

$$a_c = \frac{q_c}{h^2} (4h - 6h_c) \qquad b_c = \frac{q_c}{h^2} (6h_c - 2h)$$



$q_i = 74,2 \text{ kN/m}$ Forza Idrodinamica Max Modo Impulsivo per unità di lunghezza parete

q_c	=	5,9	kN/m	Forza Idrodinamica Max Modo Convettivo per unità di lunghezza parete
a_i	=	21,3	kN	Forza Idrodinamica Max Modo Impulsivo
b_i	=	3,0	kN	Forza Idrodinamica Max Modo Impulsivo
a_c	=	0,5	kN	Forza Idrodinamica Max Modo Convettivo
b_c	=	1,4	kN	Forza Idrodinamica Max Modo Convettivo

Di seguito si riportano i carichi presi in considerazione:

Vasca Biologico

Permanente:	Pressione Idrostatica Max Pareti Liquami $P = \gamma h$ con $h = 6,1$ m e $\gamma = 10$ kN/m ³	61,00	kN/m ²
	Pressione Idrostatica Platea Liquami $P = \gamma h$ con $h = 6,1$ m e $\gamma = 10$ kN/m ³	61,00	kN/m ²
	Pressione Max Terreno $P = \gamma z K_A$ con $H_T = 1,60$ m $\gamma = 16$ kN/m ³ e $K_A = 0,390$	10,00	kN/m ²
	Pressione Idrostatica Max Pareti Liquami $P = \gamma h$ con $h = 0,6$ m e $\gamma = 10$ kN/m ³	6,00	kN/m ²
	Pressione Idrostatica Platea Liquami $P = \gamma h$ con $h = 0,6$ m e $\gamma = 10$ kN/m ³	6,00	kN/m ²
Variabili:	DM 14-01-08 Tabella 3.1.II - Accessibile per sola manutenzione	1,00	kN/m ²
	Azione della Neve (Zona I; $a_s = 100$ m s.l.m.; $\alpha 0^\circ$)	1,20	kN/m ²
	Sovraccarico di Esercizio sul Terreno (Tabella 5.1.II - Intensità dei carichi)	9,00	kN/m ²
Simici:	Incremento Sismico PseudoStatico Terreno ($h_t = 0,53$ m)	0,80	kN/m
	Forza Idrodinamica Max Modo Impulsivo X ($h_i = 2,29$ m)	72,80	kN/m
	Forza Idrodinamica Max Modo Convettiva X ($h_i = 3,58$ m)	5,10	kN/m
	Forza Idrodinamica Max Modo Impulsivo Y ($h_i = 2,29$ m)	74,20	kN/m
	Forza Idrodinamica Max Modo Convettiva Y ($h_i = 3,51$ m)	5,90	kN/m

7.2 PARAMETRI AZIONE SISMICA

- Tipo Costruzione: 2
- Vita Nominale: 50
- Classe d'Uso: II
- Classe Duttività: Bassa
- Regolarità in Pianta: Si

- Regolarità in Altezza: Si
- Edificio in C.A.: Strutture a Pendolo Inverso
- Tipo Analisi: Lineare Dinamica
- Fattore di Struttura: 1,50
- Categoria del Suolo: C (Categoria Topografica: T1)

TERRENO DI FONDAZIONE

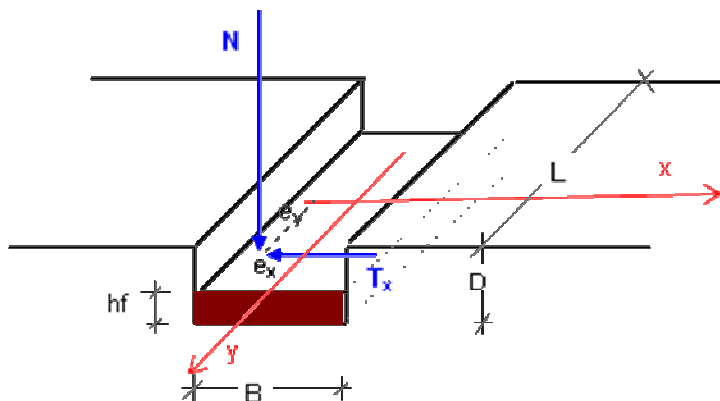
Il piano di Imposta delle fondazioni è posto a **-2,20 m** dal piano di campagna. La fondazione è realizzata con una platea dello spessore di 60 cm. Per la caratterizzazione geotecnica del terreno in merito alla definizione numerica dei parametri caratteristici del terreno riportati precedentemente, si è utilizzato il seguente modello:

Parametri Struttura - Fondazione			
Lunghezza X		=	38,50 m
Larghezza Y		=	18,50 m
Piano Imposta Fondazioni		= -	-2,2 m
LitiTipo		=	B
γ_k		=	1,7 t/m ³
Pesi strutturali	Fz	=	22150 kN
Permanenti portati	Fz	=	40910 kN
Esercizio	Fz	=	kN
Sisma Y SLV	Fy	=	2817 kN
Sisma Y SLV	Mx	=	-9389 kNm

Si è adottato un modello su suolo elastico alla Winkler; nell'elaborazione numerica effettuate verrà assunta una costante di sottofondo di: $K_w = 3,00 \text{ daN/cm}^3$.

7.2.1 Verifica Geotecnica delle Fondazioni Superficiali

Si trascura la falda in quanto è soggetta ad oscillazioni.



NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. 14/01/2008

Le verifiche al carico limite e allo scorrimento sul piano di posa (S.L.U.) vengono condotte in base all'Approccio 2

- le azioni permanenti vengono amplificate del coeff. parziale 1,3, quelle variabili del coeff. parziale 1,5
- i parametri geotecnici non vengono ridotti
- il coeff. di sicurezza al carico limite del complesso fondazione-terreno non deve essere inferiore a 2,3
- il coeff. di sicurezza allo scorrimento sul piano di posa della fondazione non deve essere inferiore a 1,1

UNITA' DI MISURA

Sistema Internazionale

Lunghezze (dimensioni fondaz., coordinate, cedimenti, ...): m

Forze: kN

Forze distribuite per unità di lunghezza: kN/m

Forze distribuite per unità di superficie: kN/mq

Coesione: kN/mq

Pesi unità di volume: kN/mc

Carico limite unitario, resist. penetrom. di punta q_c , Moduli elastici: daN/cm²

Tensioni nel sottosuolo: kN/mq

Coordinate geografiche: gradi sessadecimali

Accelerazioni: m/s²

TIPO DI ANALISI

Verifiche geotecniche (carico limite, scorrimento sul piano di posa) e calcolo dei cedimenti

calcolo carico limite complesso fondazione-terreno: teoria di Prandtl-Cacquot-Terzaghi

calcolo dei fattori di forma: Espressioni più accreditate

si trascura la resistenza del terreno superficiale

si trascura l'attrito sul p.p. della fondazione

CAMPO DI APPLICAZIONE

terreni omogenei ed isotropi

piano di posa della fondazione e piano di campagna orizzontali

INPUT DEL PROBLEMA

GEOMETRIA

forma fondazione/area di carico: rettangolare
lunghezza della fondazione, $L = 38,50$ m
larghezza/diametro della fondazione $B = 18,50$ m
affond. piano di posa fondazione $D = 2,2$ m

CARICHI ESTERNI CHE LA FONDAZIONE TRASMETTE AL TERRENO

combinazione fondam. non sismica (valori caratteristici, non amplificati)

componente verticale N: permanente = 63060 kN; variabile = 0 kN
componente orizzontale Tx: permanente = 0 kN; variabile = 0 kN
componente orizzontale Ty: permanente = 0 kN; variabile = 0 kN
momento My: permanente = 0 kN*m; variabile = 0 kN*m
momento Mx: permanente = 0 kN*m; variabile = 0 kN*m

combinazione sismica

componente verticale N = 63060 kN
componente orizzontale Tx = 0 kN
componente orizzontale Ty = 2817 kN
momento My = -9389 kN*m
momento Mx = 0 kN*m

per il calcolo dei cedimenti

componente verticale N = 63060 kN
momento My = 0 kN*m
momento Mx = 0 kN*m

RISPOSTA SISMICA LOCALE

Analisi sismica con il Metodo di Paolucci & Pecker

Localizzazione sito di costruzione: Longitudine ($^{\circ}$) = 10,0781; Latitudine ($^{\circ}$) = 45,3256

Nodi del reticolo sismico più vicini al sito di costruzione (all. B DM 14/01/2008)

Nodo	ID	Dist (km)
1	12274	3,9
2	12275	4,3
3	12496	5,6
4	12497	6,2

Vita nominale dell'opera, $V_n = 50$ anni

Classe d'uso della costruzione = Classe II ($C_u=1$)

Categoria di sottosuolo = C

Categoria topografica = T1

accelerazione di gravità, $g = 9,81$ m/s²

DATI GEOTECNICI TERRENI

peso dell'unità di volume del terreno superficiale $g_1 = 18$ kN/mc

angolo di resistenza al taglio terreno superficiale $Fi1 (^{\circ}) = 26$
 peso dell'unità di volume del terreno di fondaz. $g2 = 17 \text{ kN/mc}$
 angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione $Fi2 (^{\circ}) = 30$
 coesione drenata terreno di fondazione $c'2 = 0 \text{ kN/mq}$

DATI PER IL CALCOLO DEI CEDIMENTI (terreni a grana grossa)

Metodo di Schmertmann (1970-1978)

tempo (anni) dalla fine della costruzione $T = 50$

strato	spess	z	qc
1	3,8	4,1	18
2	4	8	24

OUTPUT DEL PROBLEMA

CARICO LIMITE e/o SCORRIMENTO

PARAMETRI SISMICI PER IL SITO DI COSTRUZIONE

Nel caso di sito non coincidente con uno dei nodi del reticolo sismico, i parametri sismici sono ottenuti per interpolazione con quelli dei quattro nodi più vicini

Tr (anni)	ag (m/s ²)	ag/g	Fo	Tc* (s)
30	0,388	0,04	2,468	0,21
50	0,518	0,053	2,434	0,235
72	0,617	0,063	2,458	0,25
101	0,731	0,075	2,438	0,26
140	0,858	0,087	2,425	0,26
201	1,007	0,103	2,414	0,267
475	1,424	0,145	2,429	0,278
975	1,855	0,189	2,444	0,283
2475	2,566	0,262	2,431	0,293

Periodo di riferimento, $Vr = 50$ anni

coeff. di amplificazione topografica, $St = 1$

Verifiche agli SLU (Stato Limite di salvaguardia della Vita)

percentuale di superamento nel periodo di riferimento, $Pvr = 10\%$

Tempo di ritorno, $Tr = 475$ anni

acc. orizz. max attesa al sito di rifer. ridido ed orizz, $ag = 1,424 \text{ m/s}^2$

parametro $Fo = 2,429$

acc. orizz. max attesa al sito, $amax = 2,564 \text{ m/s}^2$

coeff. di amplificazione stratigrafica, $Ss = 1,8$

coeff. di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito, $Bs = 0,24$

Coefficiente sismico orizzontale, $Ch = 0,0627$

Coefficiente sismico verticale, $Cv = 0,0314$

Verifiche agli SLE (Stato Limite di Danno)

percentuale di superamento nel periodo di riferimento, $Pvr = 63\%$

Tempo di ritorno, $Tr = 50$ anni

acc. orizz. max attesa al sito di rifer. ridido ed orizz, $ag = 0,518 \text{ m/s}^2$

parametro $Fo = 2,434$

acc. orizz. max attesa al sito, $a_{max} = 0,932 \text{ m/s}^2$
coeff. di amplificazione stratigrafica, $S_s = 1,8$
coeff. di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito, $B_s = 0,2$
Coefficiente sismico orizzontale, $Ch = 0,019$
Coefficiente sismico verticale, $C_v = 0,0095$

COMBINAZIONE DI CARICO NON SISMICA

APPROCCIO 2 - COMBINAZ. COEFF. PARZIALI A1+M1+R3

Azioni di progetto

componente verticale $N_d = 81978 \text{ kN}$

componente orizzontale $T_{xd} = 0 \text{ kN}$

componente orizzontale $T_{yd} = 0 \text{ kN/m}$

eccentricità lungo x $e_x = 0 \text{ m}$

eccentricità lungo y $e_y = 0 \text{ m}$

Parametri geotecnici (di resistenza) di progetto

angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione, $\text{Fi}2d (\text{°}) = 30$

coesione terreno di fondazione, $c2d = 0 \text{ kN/mq}$

Fattori del carico limite

$N_c = 30,14$

$N_q = 18,40$

$N_{\gamma} = 22,40$

fatt. inclinaz. carico $i_c = 1,00$

fatt. inclinaz. carico $i_q = 1,00$

fatt. inclinaz. carico $i_{\gamma} = 1,00$

fatt. resist. terr. superf. $d_c = 1,00$

fatt. resist. terr. superf. $d_q = 1,00$

fatt. resist. terr. superf. $d_{\gamma} = 1,00$

fatt. forma fondaz. $f_c = 1,59$

fatt. forma fondaz. $f_q = 1,56$

fatt. forma fondaz. $f_{\gamma} = 0,61$

Carico limite unitario, $q_{lim} = 39,83 \text{ daN/cm}^2$

Carico limite complessivo, $Q_{lim} = 2.671.084,85 \text{ kN}$

Sottospinta, $S_w = 0,00 \text{ kN}$

Carico applicato, $Q = 81.978,00 \text{ kN}$

Coeff. di sicurezza al carico limite = 32,58

Verifica al carico limite soddisfatta (coeff. di sicurezza non minore di 2,3)

COMBINAZIONE SISMICA

APPROCCIO 2 - COMBINAZ. COEFF. PARZIALI M1+R3

Azioni di progetto

componente verticale $N_d = 63060 \text{ kN}$

componente orizzontale $T_{xd} = 0 \text{ kN}$

componente orizzontale $T_{yd} = 2817 \text{ kN/m}$

eccentricità lungo x $e_x = 0,149 \text{ m}$

eccentricità lungo y $e_y = 0 \text{ m}$

Parametri geotecnici (di resistenza) di progetto

angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione, $\text{Fi}2d (\text{°}) = 30$

coesione terreno di fondazione, $c_{2d} = 0$ kN/mq

Fattori del carico limite

$N_c = 30,14$

$N_q = 18,40$

$N_{\gamma} = 22,40$

fatt. inclinaz. carico $i_c = 1,00$

fatt. inclinaz. carico $i_q = 1,00$

fatt. inclinaz. carico $i_{\gamma} = 1,00$

fatt. resist. terr. superf. $d_c = 1,00$

fatt. resist. terr. superf. $d_q = 1,00$

fatt. resist. terr. superf. $d_{\gamma} = 1,00$

fatt. forma fondaz. $f_c = 1,59$

fatt. forma fondaz. $f_q = 1,56$

fatt. forma fondaz. $f_{\gamma} = 0,61$

$z_c = 0,980$

$z_q = 0,961$

$z_{\gamma} = 0,961$

Carico limite unitario, $q_{lim} = 37,92$ daN/cm²

Carico limite complessivo, $Q_{lim} = 2.513.652,01$ kN

Sottospinta, $S_w = 0,00$ kN

Carico applicato, $Q = 63.060,00$ kN

Coeff. di sicurezza al carico limite = 39,86

Verifica al carico limite soddisfatta (coeff. di sicurezza non minore di 2,3)

CALCOLO DEI CEDIMENTI

pressione trasmessa dalla fondazione al terreno $p = 94,03$ kN/m²

pressione efficace litostatica alla profondità del piano di posa della fondazione $p_0 = 29,31$ kN/m²

pressione media netta trasmessa dalla fondazione al terreno = 64,71 kN/m²

profondità significativa (dal piano di posa fondaz.) $z_1 = 13,14$ m

profondità significativa che contribuisce al cedimento (dal piano di posa fondaz.) $z_2 = 52,55$ m

fattore di influenza della deformazione verticale media sul p.p. della fondazione $I_{z0} = 0,103$

fattore di influenza massimo della deformazione verticale media $I_{zmax} = 0,5723$

fattore funzione della profondità del p.p. fondazione $C_1 = 0,7735$

fattore di viscosità $C_2 = 1,5398$

fattore funzione della forma dell'area di carico $C_3 = 2,5304$

tensione verticale efficace alla profondità z_1 $s'_z(z_1) = 123,78$ kN/m²

strato	spess	z	qc	Iz	E'	dw
1	3,8	4,1	18	0,17091	45,55	0,011
2	4	8	24	0,31021	60,73	0,0157

Ht = 7,8 m

cedimento finale $w_f = 0,0267$ m (2,67 cm)

LEGENDA

CRD: Condizioni di Rottura Drenate

z: affondamento punto medio generico strato dal piano campagna
sxo, syo, szo: incrementi di tensioni normali a t=0 (istante di applicazione dei carichi)
uo: sovrappressione neutra a t=0 (istante di applicazione dei carichi)
sxf, syf, szf: incrementi di tensioni normali a t=infinito
uf: sovrappressione neutra a t=infinito
s'zo: tensione efficace verticale litostatica (prima dell'applicazione dei carichi)

Il diagramma delle pressioni minime sul Terreno del modello in famiglia **SLU**. Il valore Min riscontrato risulta essere di **-1,72 daN/cm²** in condizioni di carico **SLU 13**.

Il diagramma delle pressioni minime sul Terreno del modello in Famiglia **SLE**. Il valore Min riscontrato risulta essere di **-1,33 daN/cm²** in condizioni di carico **SLE Frequente 4**.

7.3 VERIFICHE

Ai fini delle verifiche sono state prese in considerazione le seguenti tipologie di armatura:

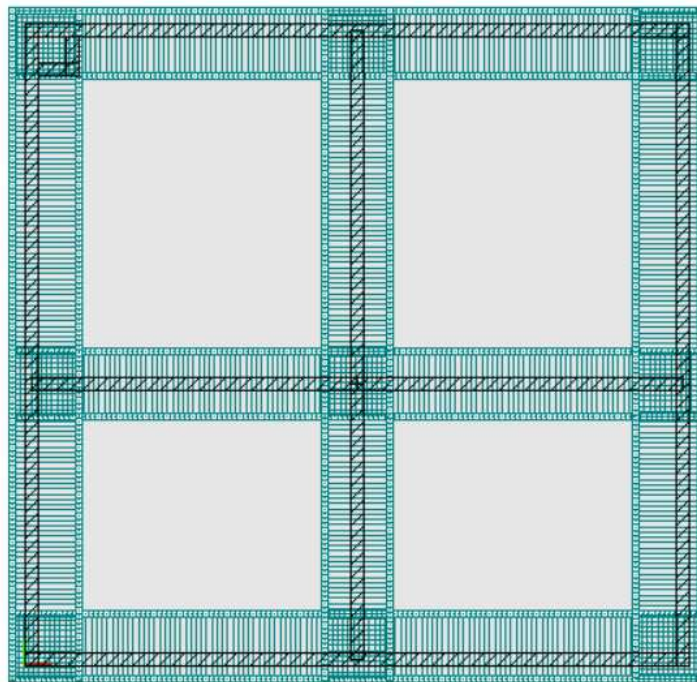


Figura 6 - Armatura Platea

Platea di Fondazione (s = 60 cm):

Armatura Generale superiore ed inferiore:
 $\phi 20/ 20 \times 20$ cm;
 Armatura Aggiuntiva superiore ed inferiore:
 $\phi 16/ 20$ cm;

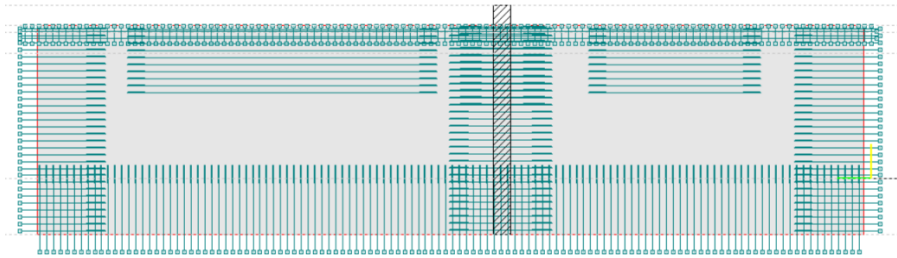


Figura 7 - Armatura Parete Interna

Pareti Interne (s = 50 cm):

Armatura Generale interna ed esterna:
 Orizzontale $\phi 16/ 20 \times 20$ cm;
 Verticale $\phi 20/ 20 \times 20$ cm
 1 - Armatura Aggiuntiva interna ed esterna Base:
 Vert. $\phi 16/20$ cm;
 2 - Armatura Aggiuntiva interna ed esterna Bordi
 Oriz. $\phi 18/20$ cm;
 3 - Armatura Aggiuntiva interna ed esterna Centrale
 Oriz. $\phi 16/20$ cm;
 4 - Armatura Aggiuntiva interna ed esterna Superiore
 Oriz. $20\phi 20$ cm; Vert. $\phi 8/20$

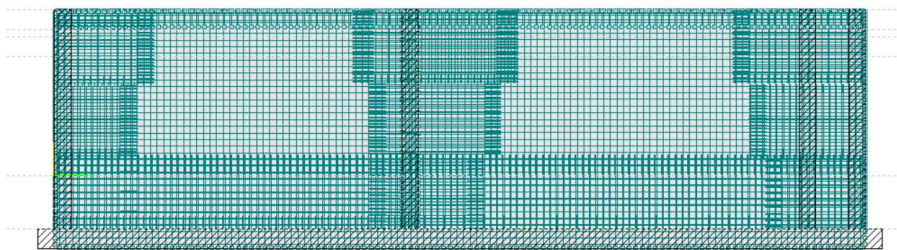


Figura 8 - Armatura Parete Perimetrale Lato Interno

Pareti Perimetrale Interna (s = 50 cm):

Armatura Generale Interna:
 Orizzontale $\phi 16/ 20 \times 20$ cm;
 Verticale $\phi 20/ 20 \times 20$ cm
 1 - Armatura Aggiuntiva Interna Base:
 Vert. $\phi 18/20$ cm; Oriz. $\phi 8/20$;
 2 - Armatura Aggiuntiva Interna Bordi
 Oriz. $\phi 16/20-10$ cm; Vert. $\phi 8/20$;
 3 - Armatura Aggiuntiva Interna Centrale
 Oriz. $\phi 16/20-10$ cm;
 Oriz. $\phi 18/10$ cm;
 4 - Armatura Aggiuntiva Interna Superiore

Oriz. 20 ϕ 20 cm; Vert. ϕ 8/20

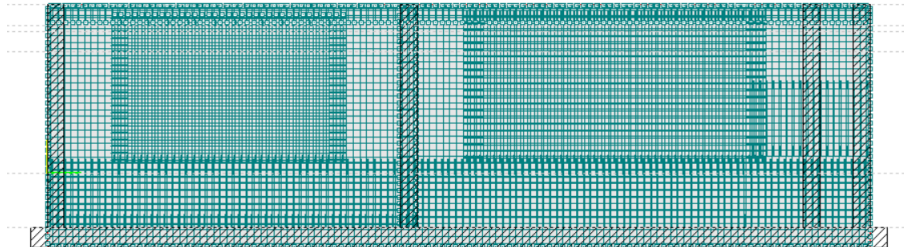


Figura 9 - Armatura Parete Perimetrale Lato Esterno

Pareti Perimetrale Esterna (s = 50 cm):	<p>Armatura Generale Esterna: Orizzontale ϕ16/ 20 x 20 cm; Verticale ϕ20/ 20 x 20 cm 1 - Armatura Aggiuntiva Esterna Base: Vert. ϕ14/20 cm; Oriz. ϕ8/20; 2 - Armatura Aggiuntiva Esterna Centrale Oriz. ϕ16/20 cm; Vert. ϕ8/20; 3 - Armatura Aggiuntiva Esterna Laterale Oriz. ϕ16/10 cm; Vert. ϕ8/20 cm; 4 - Armatura Aggiuntiva Esterna Superiore Oriz. 20ϕ20 cm; Vert. ϕ8/20</p>
Canale e passerelle (s = 25 cm):	<p>Armatura Superiore - Inferiore: ϕ10/ 20 Staffe ϕ8/ 15;</p>
Gradino Scala:	<p>Armatura Superiore - Inferiore: 3+2ϕ12 Staffe ϕ8/15;</p>

7.4 NOTE DI CALCOLO

- ✓ massa partecipante in condizione Sisma X SLV 94,3%
- ✓ massa partecipante in condizione Sisma Y SLV 95,1%
- ✓ Valutazione tipologia CA pt 1,2,3 § 7.4.3.1 NTC 2008:
- ✓ Livello 0: taglio minimo alla base delle pareti CA 100% (SLV 1); l'edificio è qualificabile come 'struttura a pareti';

8 VASCA STABILIZZAZIONE

8.1 CRITERI DI PROGETTO

È stata effettuata una **Progettazione per Azioni Sismiche** secondo quanto previsto al Cap. 07 del D.M. 14-01-08. Nell'analisi delle strutture soggette ad azione sismica, si è utilizzato il tipo di **Analisi Lineare Dinamica**. Per maggior comprensione vengono riportate di seguito le figure di due viste assonometriche contrapposte del modello strutturale agli elementi finiti utilizzato nella analisi e nelle successive verifiche, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione.

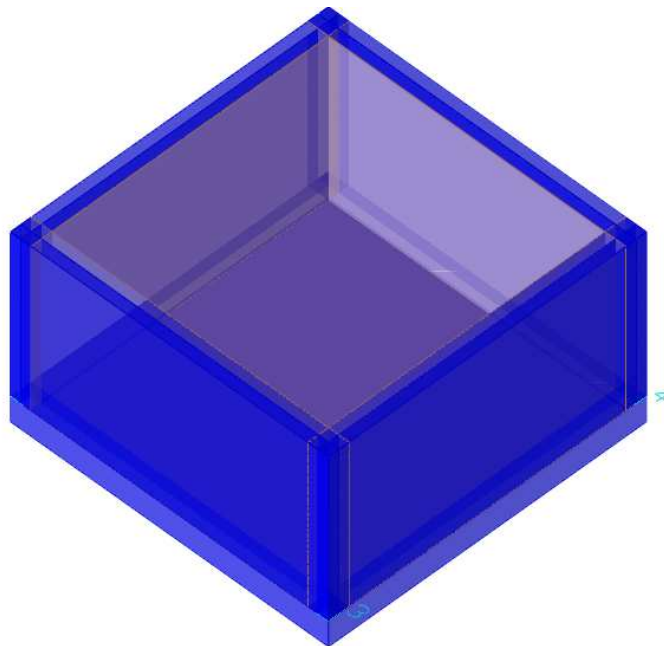


Figura 10 - Vista Assonometrica Struttura S-E

8.2 MODELLO

Nella Relazione di Calcolo delle Strutture vengono riportati i carichi di progetto ed il modello strutturale utilizzato. Lo schema statico tridimensionale utilizzato, prevede pareti modellate con elementi bidimensionali sia per la piastra di fondazione, sia per le pareti in elevazione che per le piastre.

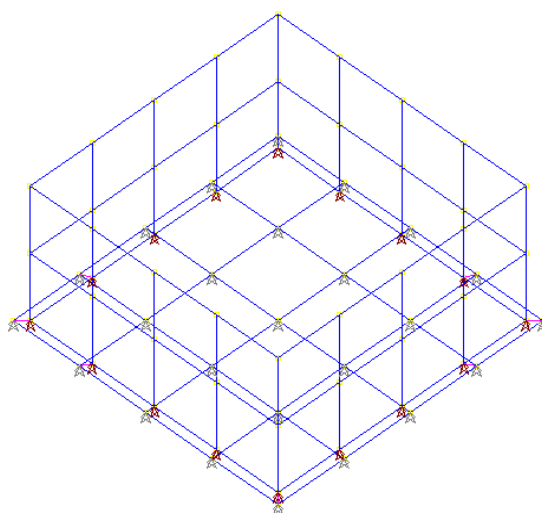


Figura 11 - Vista Assonometrica Modello S-E

8.3 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riportano i carichi presi in considerazione:

Vasca Contenimento

Permanente:	Pressione Idrostatica Max Pareti Liquami $P = \gamma h$ con $h = 1,6$ m e $\gamma = 10$ kN/m ³	16,00 kN/m ²
	Pressione Idrostatica Platea Liquami $P = \gamma h$ con $h = 1,6$ m e $\gamma = 10$ kN/m ³	16,00 kN/m ²
	Pressione Max Terreno $P = \gamma z K_A$ con $H_T = 0,50$ m $\gamma = 16$ kN/m ³ e $K_A = 0,390$	3,10 kN/m ²

8.4 PARAMETRI AZIONE SISMICA

- Tipo Costruzione: 2
- Vita Nominale: 50
- Classe d'Uso: II
- Classe Duttilità: Bassa
- Regolarità in Pianta: Si
- Regolarità in Altezza: Si
- Edificio in C.A.: Strutture a Pendolo Inverso
- Tipo Analisi: Lineare Dinamica
- Fattore di Struttura: 1,50
- Categoria del Suolo: C
- Categoria Topografica: T1

8.5 TERRENO DI FONDAZIONE

Il piano di Imposta delle fondazioni è posto a **-0,75 m** dal piano di campagna, in modo da eliminare lo strato di terreno superficiale. La fondazione è realizzata con una platea dello spessore di **50 cm**.

Il diagramma delle pressioni minime sul Terreno del modello. Il valore Min riscontrato risulta essere di **-0,41 daN/cm²** in condizioni di carico **SLU 12**.

8.6 RISULTATI

Nelle figure seguenti è possibile osservare l'andamento delle sollecitazioni massime riscontrate nei gusci della struttura, la deformazioni massime e il corretto esito delle verifiche per gli Stati Limite considerati.

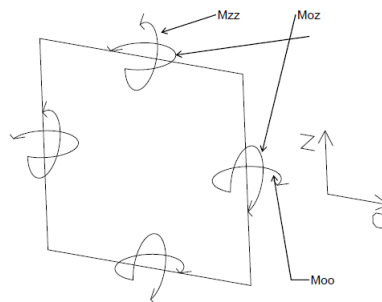


Figura 12 - Sistema di Riferimento Sollecitazioni Flettenti su Gusci Verticali

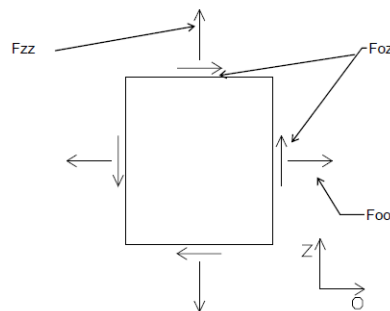


Figura 13 - Sistema di Riferimento Sollecitazioni Estensionali sui Gusci Verticali

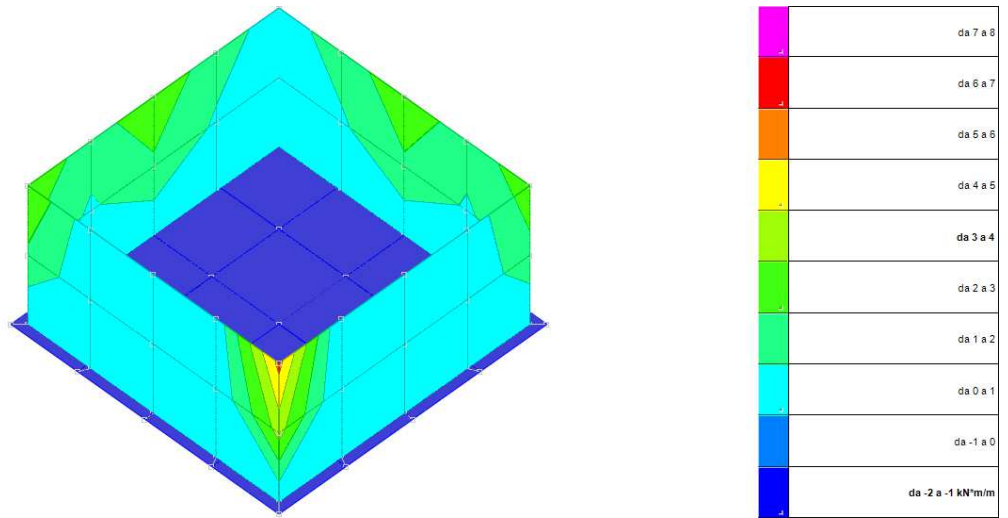


Figura 14 - Sollecitazioni gusci M00 Max

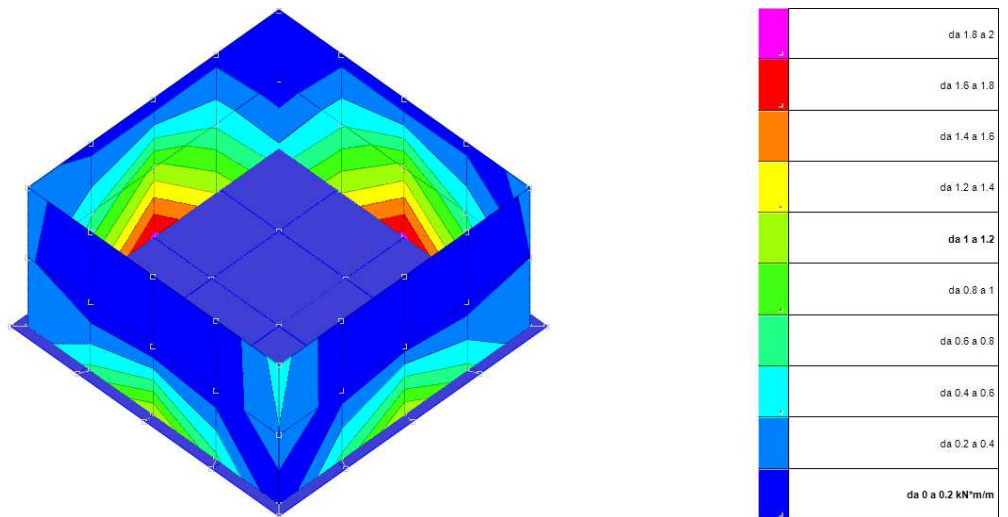


Figura 15 - Sollecitazioni gusci Mzz Max

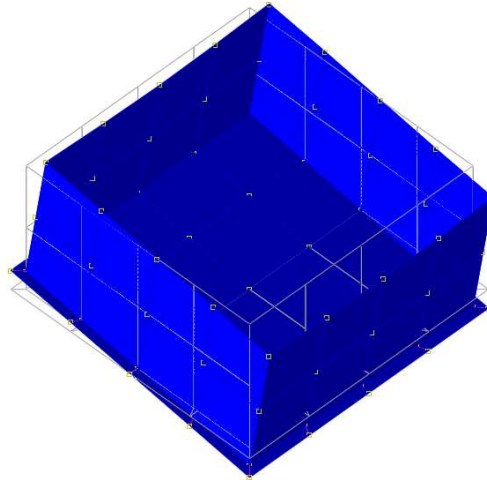


Figura 16 - Spostamenti 1° Modo d Vibrare

8.7 VERIFICHE

Ai fini delle verifiche sono state prese in considerazione le seguenti tipologie di armatura:

Platea di Fondazione (s = 50 cm): Armatura Generale superiore ed inferiore $\phi 18/ 15 \times 15$ cm;

Pareti (s = 45 cm): Armatura Generale interna ed esterna $\phi 18/ 15 \times 15$ cm;

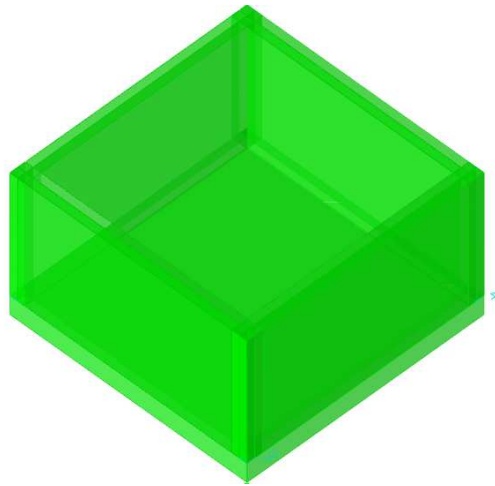


Figura 17 - Verifiche

8.8 NOTE DI CALCOLO

- massa partecipante in condizione Sisma X SLV 92,6%
- massa partecipante in condizione Sisma Y SLV 88,8%
- Valutazione tipologia CA pt 1,2,3 § 7.4.3.1 NTC 2008:

9 DISINFEZIONE

9.1 CRITERI DI PROGETTO

È stata effettuata una **Progettazione per Azioni Sismiche** secondo quanto previsto al Cap. 07 del D.M. 14-01-08. Nell'analisi delle strutture soggette ad azione sismica, si è utilizzato il tipo di **Analisi Lineare Dinamica**. Per maggior comprensione vengono riportate di seguito le figure di due viste assonometriche contrapposte del modello strutturale agli elementi finiti utilizzato nella analisi e nelle successive verifiche, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione.

9.2 MODELLO

Nella Relazione di Calcolo delle Strutture vengono riportati i carichi di progetto ed il modello strutturale utilizzato. Lo schema statico tridimensionale utilizzato, prevede pareti modellate con elementi bidimensionali sia per la piastra di fondazione, sia per le pareti in elevazione che per le piastre.

9.3 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riportano i carichi presi in considerazione:

Vasca Disinfezione

Permanente:	Pressione Idrostatica Max Pareti Liquami $P = \gamma h$ con $h = 3,0$ m e $\gamma = 10$ kN/m ³	30,00	kN/m ²
	Pressione Idrostatica Platea Liquami $P = \gamma h$ con $h = 2,4$ m e $\gamma = 10$ kN/m ³	24,00	kN/m ²
	Pressione Max Terreno $P = \gamma z K_A$ con $H_T = 1,25$ m $\gamma = 16$ kN/m ³ e $K_A = 0,390$	7,81	kN/m ²

9.4 PARAMETRI AZIONE SISMICA

- Tipo Costruzione: 2
- Vita Nominale: 50
- Classe d'Uso: II
- Classe Duttilità: Bassa
- Regolarità in Pianta: Si
- Regolarità in Altezza: Si
- Edificio in C.A.: Strutture a Pendolo Inverso
- Tipo Analisi: Lineare Dinamica
- Fattore di Struttura: 1,50
- Categoria del Suolo: C
- Categoria Topografica: T1

9.5 TERRENO DI FONDAZIONE

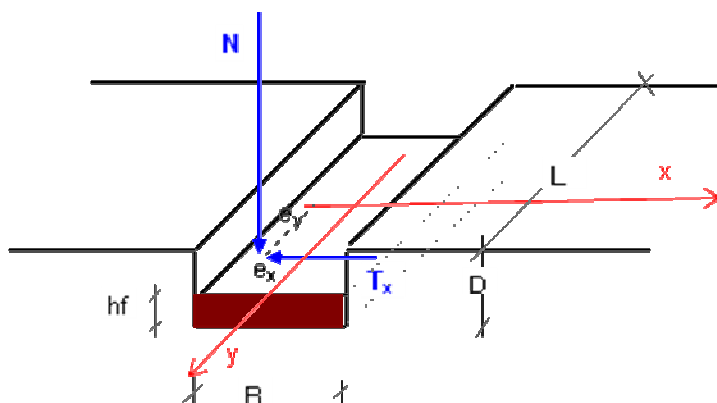
Il piano di Imposta delle fondazioni è posto a -1,55 m dal piano di campagna, in modo da eliminare lo strato di terreno superficiale. La fondazione è realizzata con una platea dello spessore di 30 cm

Parametri Struttura - Fondazione

Lunghezza X	=	9,75 m
Larghezza Y	=	2,95 m
Piano Imposta Fondazioni	=	-1,6 m
LitiTipo	=	A
γ_k	=	1,6 t/m ³
		-
Pesi strutturali	Fz	= 1564 kN
		-
Permanenti portati	Fz	= 1999 kN
Esercizio	Fz	= 0 kN
Sisma Y SLV	Fy	= 171 kN
Sisma Y SLV	Mx	= -204 kNm

Si è adottato un modello su suolo elastico alla Winkler; nell'elaborazione numerica effettuate verrà assunta una costante di sottofondo pari a: $K_w = 3,00 \text{ daN/cm}^3$.

9.5.1 Verifica Geotecnica delle Fondazioni Superficiali



NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. 14/01/2008

Le verifiche al carico limite e allo scorrimento sul piano di posa (S.L.U.) vengono condotte in base all'Approccio 2

- le azioni permanenti vengono amplificate del coeff. parziale 1,3, quelle variabili del coeff. parziale 1,5
- i parametri geotecnici non vengono ridotti
- il coeff. di sicurezza al carico limite del complesso fondazione-terreno non deve essere inferiore a 2,3
- il coeff. di sicurezza allo scorrimento sul piano di posa della fondazione non deve essere inferiore a 1,1

UNITA' DI MISURA

Sistema Internazionale

Lunghezze (dimensioni fondaz., coordinate, cedimenti, ...): m

Forze: kN

Forze distribuite per unità di lunghezza: kN/m

Forze distribuite per unità di superficie: kN/mq

Coesione: kN/mq

Pesi unità di volume: kN/mc

Carico limite unitario, resist. penetrom. di punta qc, Moduli elastici: daN/cm²

Tensioni nel sottosuolo: kN/mq

Coordinate geografiche: gradi sessadecimali

Accelerazioni: m/s²

TIPO DI ANALISI

Verifiche geotecniche (carico limite, scorrimento sul piano di posa) e calcolo dei cedimenti

calcolo carico limite complesso fondazione-terreno: teoria di Prandtl-Cacquot-Terzaghi

calcolo dei fattori di forma: Espressioni più accreditate

si trascura la resistenza del terreno superficiale

si trascura l'attrito sul p.p. della fondazione

CAMPO DI APPLICAZIONE

terreni omogenei ed isotropi

piano di posa della fondazione e piano di campagna orizzontali

INPUT DEL PROBLEMA

GEOMETRIA

forma fondazione/area di carico: rettangolare

lunghezza della fondazione, L = 9,75 m

larghezza/diametro della fondazione B = 2,95 m

affond. piano di posa fondazione D = 1,5 m

CARICHI ESTERNI CHE LA FONDAZIONE TRASMETTE AL TERRENO

combinazione fondam. non sismica (valori caratteristici, non amplificati)

componente verticale N: permanente = 3563 kN; variabile = 0 kN

componente orizzontale Tx: permanente = 0 kN; variabile = 0 kN

componente orizzontale Ty: permanente = 0 kN; variabile = 0 kN

momento My: permanente = 0 kN*m; variabile = 0 kN*m

momento Mx: permanente = 0 kN*m; variabile = 0 kN*m

combinazione sismica

componente verticale N = 3563 kN

componente orizzontale Tx = 0 kN

componente orizzontale Ty = 171 kN

momento My = -204 kN*m

momento Mx = 0 kN*m

per il calcolo dei cedimenti

componente verticale N = 3563 kN

momento My = 0 kN*m

momento Mx = 0 kN*m

RISPOSTA SISMICA LOCALE

Analisi sismica con il Metodo di Paolucci & Pecker

Localizzazione sito di costruzione: Longitudine (°) = 10,175861; Latitudine (°) = 45,478881

Nodi del reticolo sismico più vicini al sito di costruzione (all. B DM 14/01/2008)

Nodo	ID	Dist (km)
1	12274	3,9
2	12275	4,3
3	12496	5,6
4	12497	6,2

Vita nominale dell'opera, Vn = 50 anni

Classe d'uso della costruzione = Classe II (Cu=1)

Categoria di sottosuolo = D

Categoria topografica = T1

accelerazione di gravità, g = 9,81 m/s²**DATI GEOTECNICI TERRENI**

peso dell'unità di volume del terreno superficiale g1 = 16 kN/mc

angolo di resistenza al taglio terreno superficiale Fi1 (°) = 26

peso dell'unità di volume del terreno di fondaz. g2 = 16 kN/mc

angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione Fi2 (°) = 26

coesione drenata terreno di fondazione c'2 = 0 kN/mq

DATI PER IL CALCOLO DEI CEDIMENTI (terreni a grana grossa)**Metodo di Schmertmann (1970-1978)**

tempo (anni) dalla fine della costruzione T = 50

strato	spess	z	qc
1	0,4	1,7	6
2	4	3,9	14
3	4	7,9	27

OUTPUT DEL PROBLEMA**CARICO LIMITE e/o SCORRIMENTO****PARAMETRI SISMICI PER IL SITO DI COSTRUZIONE**

Nel caso di sito non coincidente con uno dei nodi del reticolo sismico, i parametri sismici sono ottenuti

per interpolazione con quelli dei quattro nodi più vicini

Tr (anni)	ag (m/s ²)	ag/g	Fo	Tc* (s)
30	0,388	0,04	2,468	0,21
50	0,518	0,053	2,434	0,235
72	0,617	0,063	2,458	0,25
101	0,731	0,075	2,438	0,26
140	0,858	0,087	2,425	0,26
201	1,007	0,103	2,414	0,267
475	1,424	0,145	2,429	0,278
975	1,855	0,189	2,444	0,283
2475	2,566	0,262	2,431	0,293

Periodo di riferimento, Vr = 50 anni

coeff. di amplificazione topografica, St = 1

Verifiche agli SLU (Stato Limite di salvaguardia della Vita)

percentuale di superamento nel periodo di riferimento, Pvr = 10%

Tempo di ritorno, Tr = 475 anni

acc. orizz. max attesa al sito di rifer. ridido ed orizz, ag = 1,424 m/s²

parametro Fo = 2,429

acc. orizz. max attesa al sito, amax = 2,564 m/s²

coeff. di amplificazione stratigrafica, Ss = 1,8

coeff. di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito, Bs = 0,24

Coefficiente sismico orizzontale, Ch = 0,0627

Coefficiente sismico verticale, Cv = 0,0314

Verifiche agli SLE (Stato Limite di Danno)

percentuale di superamento nel periodo di riferimento, Pvr = 63%

Tempo di ritorno, Tr = 50 anni

acc. orizz. max attesa al sito di rifer. ridido ed orizz, ag = 0,518 m/s²

parametro Fo = 2,434

acc. orizz. max attesa al sito, amax = 0,932 m/s²

coeff. di amplificazione stratigrafica, Ss = 1,8

coeff. di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito, Bs = 0,2

Coefficiente sismico orizzontale, Ch = 0,019

Coefficiente sismico verticale, Cv = 0,0095

COMBINAZIONE DI CARICO NON SISMICA

APPROCCIO 2 - COMBINAZ. COEFF. PARZIALI A1+M1+R3

Azioni di progetto

componente verticale Nd = 4631,9 kN

componente orizzontale Txd = 0 kN

componente orizzontale Tyd = 0 kN/m

eccentricità lungo x ex = 0 m

eccentricità lungo y ey = 0 m

Parametri geotecnici (di resistenza) di progetto

angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione, Fi2d (°) = 26

coesione terreno di fondazione, c2d = 0 kN/mq

Fattori del carico limite

Nc = 22,25
Nq = 11,85
Ngamma = 12,54
fatt. inclinaz. carico ic = 1,00
fatt. inclinaz. carico iq = 1,00
fatt. inclinaz. carico igamma = 1,00
fatt. resist. terr. superf. dc = 1,00
fatt. resist. terr. superf. dq = 1,00
fatt. resist. terr. superf. dgamma = 1,00
fatt. forma fondaz. fc = 1,44
fatt. forma fondaz. fq = 1,40
fatt. forma fondaz. fgamma = 0,67

Carico limite unitario, qlim = 8,97 daN/cm²
Carico limite complessivo, Qlim = 59.724,05 kN
Sottospinta, Sw = 0,00 kN
Carico applicato, Q = 4.631,90 kN
Coeff. di sicurezza al carico limite = 12,89

Verifica al carico limite soddisfatta (coeff. di sicurezza non minore di 2,3)

COMBINAZIONE SISMICA

APPROCCIO 2 - COMBINAZ. COEFF. PARZIALI M1+R3

Azioni di progetto

componente verticale Nd = 3563 kN
componente orizzontale Txd = 0 kN
componente orizzontale Tyd = 171 kN/m
eccentricità lungo x ex = 0,057 m
eccentricità lungo y ey = 0 m

Parametri geotecnici (di resistenza) di progetto

angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione, Fi2d (°) = 26
coesione terreno di fondazione, c2d = 0 kN/m²

Fattori del carico limite

Nc = 22,25
Nq = 11,85
Ngamma = 12,54
fatt. inclinaz. carico ic = 1,00
fatt. inclinaz. carico iq = 1,00
fatt. inclinaz. carico igamma = 1,00
fatt. resist. terr. superf. dc = 1,00
fatt. resist. terr. superf. dq = 1,00
fatt. resist. terr. superf. dgamma = 1,00
fatt. forma fondaz. fc = 1,44
fatt. forma fondaz. fq = 1,40
fatt. forma fondaz. fgamma = 0,67
zc = 0,980
zq = 0,953
zgamma = 0,953

Carico limite unitario, $q_{lim} = 8,47 \text{ daN/cm}^2$

Carico limite complessivo, $Q_{lim} = 55.552,67 \text{ kN}$

Sottospinta, $S_w = 0,00 \text{ kN}$

Carico applicato, $Q = 3.563,00 \text{ kN}$

Coeff. di sicurezza al carico limite = 15,59

Verifica al carico limite soddisfatta (coeff. di sicurezza non minore di 2,3)

CALCOLO DEI CEDIMENTI

pressione trasmessa dalla fondazione al terreno $p = 53,5 \text{ kN/m}^2$

pressione efficace litostatica alla profondità del piano di posa della fondazione $p_o = 24 \text{ kN/m}^2$

pressione media netta trasmessa dalla fondazione al terreno = $29,5 \text{ kN/m}^2$

profondità significativa (dal piano di posa fondaz.) $z_1 = 4,36 \text{ m}$

profondità significativa che contribuisce al cedimento (dal piano di posa fondaz.) $z_2 = 17,43 \text{ m}$

fattore di influenza della deformazione verticale media sul p.p. della fondazione $I_z_0 = 0,1178$

fattore di influenza massimo della deformazione verticale media $I_{zmax} = 0,5646$

fattore funzione della profondità del p.p. fondazione $C_1 = 0,5932$

fattore di viscosità $C_2 = 1,5398$

fattore funzione della forma dell'area di carico $C_3 = 2,6778$

tensione verticale efficace alla profondità z_1 $s'_z(z_1) = 70,59 \text{ kN/m}^2$

strato	spess	z	qc	Iz	E'	dw
1	0,4	1,7	6	0,13829	16,07	0,0009
2	4	3,9	14	0,36388	37,49	0,0105
3	4	7,9	27	0,47644	72,3	0,0071

Ht = 8,4 m

cedimento finale $w_f = 0,0185 \text{ m}$ (1,85 cm)

LEGENDA

CRD: Condizioni di Rottura Drenate

z: affondamento punto medio generico strato dal piano campagna

sxo, syo, szo: incrementi di tensioni normali a $t=0$ (istante di applicazione dei carichi)

uo: sovrappressione neutra a $t=0$ (istante di applicazione dei carichi)

sxf, syf, szf: incrementi di tensioni normali a $t=\infty$

uf: sovrappressione neutra a $t=\infty$

s'zo: tensione efficace verticale litostatica (prima dell'applicazione dei carichi)

Il diagramma delle pressioni minime sul Terreno del modello. Il valore Min riscontrato risulta essere di **-0,92 daN/cm²** in condizioni di carico **SLU 14**.

9.6 VERIFICHE

Ai fini delle verifiche sono state prese in considerazione le seguenti tipologie di armatura:

Platea di Fondazione (s = 30 cm):	Armatura Generale superiore ed inferiore: φ14/ 20 x 20 cm;
Pareti (s = 25 cm):	Armatura Generale interna ed esterna: φ16 20 x 20 cm; Armatura Aggiuntiva Orizzontale interna ed esterna φ12 / 20 cm
Pareti (s = 20 cm):	Armatura Generale interna ed esterna: φ16 20 x 20 cm; Armatura Aggiuntiva Orizzontale interna ed esterna φ12 / 20 cm

9.7 NOTE DI CALCOLO

- ✓ massa partecipante in condizione Sisma X SLV 94,6%
- ✓ massa partecipante in condizione Sisma Y SLV 95,6%
- ✓ Valutazione tipologia CA pt 1,2,3 § 7.4.3.1 NTC 2008:
 - Livello 0: taglio minimo alla base delle pareti CA 100% (SLV 1); l'edificio è qualificabile come 'struttura a pareti';
 - Livello A: taglio minimo alla base delle pareti CA 100% (SLV 1); l'edificio è qualificabile come 'struttura a pareti';
 - Livello B: taglio minimo alla base delle pareti CA 100% (SLV 1); l'edificio è qualificabile come 'struttura a pareti';

N.B.: essendo il modello lineare la valutazione è stata condotta considerando i tagli alla base derivanti dalla sola parte sismica delle combinazioni SLV

10 LOCALE TECNICO

10.1 CRITERI DI PROGETTO

È stata effettuata una **Progettazione per Azioni Sismiche** secondo quanto previsto al Cap. 07 del D.M. 14-01-08. Nell'analisi delle strutture soggette ad azione sismica, si è utilizzato il tipo di **Analisi Lineare Dinamica**. Per maggior comprensione vengono riportate di seguito le figure di due viste assonometriche contrapposte del modello strutturale agli elementi finiti utilizzato nella analisi e nelle successive verifiche, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione.

10.2 MODELLO

Nella Relazione di Calcolo delle Strutture vengono riportati i carichi di progetto ed il modello strutturale utilizzato FEM. Lo schema statico tridimensionale utilizzato, prevede piastre di fondazione modellate con elementi bidimensionali (Gusci), mentre pilastri e travi sono modellati con elementi lineari (Aste).

10.3 ANALISI DEI CARICHI

Copertura Locale Tecnico

Variabili:	DM 14-01-08 Tabella 3.1.II - Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50 kN/m ²
	Azione della Neve (Zona I; $a_s = 100$ m s.l.m.; $\alpha 0^\circ$)	1,20 kN/m ²
		q_k 1,70 kN/m²
Permanenti:	Strato di coibentazione e guaina	0,10 kN/m ²
	Intonaco	0,25 kN/m ²
		g_{2k} 0,35 kN/m²
Peso proprio:	Soletta in calcestruzzo del peso di 25kN/m ³ e spessore di 4 cm	1,00 kN/m ²
	Solaio a travetti precompressi o tralicciati, interasse 50 cm con blocchi di alleggerimento dello spessore di 16 cm	1,70 kN/m ²
		g_{1k} 2,70 kN/m²

Pavimentazione Locale Tecnico

Variabili:	DM 14-01-08 Tabella 3.1.II - Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	5,00 kN/m ²
		q_k 5,00 kN/m²

Permanenti:	Compressori, Quadri, etc.	5,00	kN/m ²
		g_{2k}	5,00 kN/m²
Peso proprio:	Soletta in calcestruzzo del peso di 25kN/m ³ e spessore di 40 cm	10,00	kN/m ²
		g_{1k}	10,00 kN/m²

10.4 PARAMETRI AZIONE SISMICA

- Tipo Costruzione: 2
- Vita Nominale: 50
- Classe d'Uso: II
- Classe Duttilità: Bassa
- Regolarità in Pianta: Si
- Regolarità in Altezza: Si
- Edificio in C.A.: Strutture a Telaio di un Piano
- Tipo Analisi: Lineare Dinamica
- Fattore di Struttura: 3,30
- Categoria del Suolo: C
- Categoria Topografica: T1

10.5 TERRENO DI FONDAZIONE

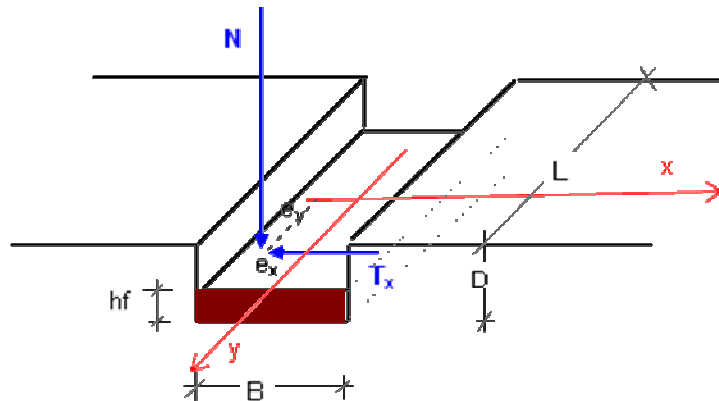
Il piano di Imposta delle fondazioni è posto a -0,40 m dal piano di campagna, in modo da eliminare lo strato di terreno vegetale superficiale. La fondazione è realizzata travi rovesce su suolo alla Winkler.

Parametri Struttura - Fondazione

Lunghezza X	=	29,35	m
Larghezza Y	=	12,60	m
Piano Imposta Fondazioni	= -	-0,4	m
LitiTipo	=	A	
γ_k	=	1,6	t/m ³
Pesi strutturali	Fz =	-1883	kN
Permanenti portati	Fz =	-610	kN
Esercizio	Fz =	-748	kN
Sisma Y SLV	Fy =	80	kN
Sisma Y SLV	Mx =	-250	kNm

Si è adottato un modello su suolo elastico alla Winkler; nell'elaborazione numerica effettuate verrà assunta una costante di sottofondo pari a: $K_w = 3,00 \text{ daN/cm}^3$.

10.5.1 Verifica Geotecnica delle Fondazioni Superficiali



NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. 14/01/2008

Le verifiche al carico limite e allo scorrimento sul piano di posa (S.L.U.) vengono condotte in base all'Approccio 2

- le azioni permanenti vengono amplificate del coeff. parziale 1,3, quelle variabili del coeff. parziale 1,5
- i parametri geotecnici non vengono ridotti
- il coeff. di sicurezza al carico limite del complesso fondazione-terreno non deve essere inferiore a 2,3
- il coeff. di sicurezza allo scorrimento sul piano di posa della fondazione non deve essere inferiore a 1,1

UNITA' DI MISURA

Sistema Internazionale

Lunghezze (dimensioni fondaz., coordinate, cedimenti, ...): m

Forze: kN

Forze distribuite per unità di lunghezza: kN/m

Forze distribuite per unità di superficie: kN/mq

Coesione: kN/mq

Pesi unità di volume: kN/mc

Carico limite unitario, resist. penetrom. di punta q_c , Moduli elastici: daN/cm²

Tensioni nel sottosuolo: kN/mq

Coordinate geografiche: gradi sessadecimali

Accelerazioni: m/s²

TIPO DI ANALISI

Verifiche geotecniche (carico limite, scorrimento sul piano di posa) e calcolo dei cedimenti

calcolo carico limite complesso fondazione-terreno: teoria di Prandtl-Cacquot-Terzaghi

calcolo dei fattori di forma: Espressioni più accreditate

si trascura la resistenza del terreno superficiale

si trascura l'attrito sul p.p. della fondazione

CAMPO DI APPLICAZIONE

terreni omogenei ed isotropi

piano di posa della fondazione e piano di campagna orizzontali

INPUT DEL PROBLEMA

GEOMETRIA

forma fondazione/area di carico: rettangolare
lunghezza della fondazione, $L = 29,35$ m
larghezza/diametro della fondazione $B = 12,60$ m
affond. piano di posa fondazione $D = 0,5$ m

CARICHI ESTERNI CHE LA FONDAZIONE TRASMETTE AL TERRENO

combinazione fondam. non sismica (valori caratteristici, non amplificati)

componente verticale N: permanente = 2493 kN; variabile = 748 kN
componente orizzontale Tx: permanente = 0 kN; variabile = 0 kN
componente orizzontale Ty: permanente = 0 kN; variabile = 0 kN
momento My: permanente = 0 kN*m; variabile = 0 kN*m
momento Mx: permanente = 0 kN*m; variabile = 0 kN*m

combinazione sismica

componente verticale N = 2493 kN
componente orizzontale Tx = 80 kN
componente orizzontale Ty = 0 kN
momento My = -250 kN*m
momento Mx = 0 kN*m

per il calcolo dei cedimenti

componente verticale N = 2493 kN
momento My = 0 kN*m
momento Mx = 0 kN*m

RISPOSTA SISMICA LOCALE

Analisi sismica con il Metodo di Paolucci & Pecker

Localizzazione sito di costruzione: Longitudine (°) = 10,175861; Latitudine (°) = 45,478881

Nodi del reticolo sismico più vicini al sito di costruzione (all. B DM 14/01/2008)

Nodo	ID	Dist (km)
1	12274	3,9
2	12275	4,3
3	12496	5,6
4	12497	6,2

Vita nominale dell'opera, $V_n = 50$ anni

Classe d'uso della costruzione = Classe II ($C_u=1$)

Categoria di sottosuolo = D

Categoria topografica = T1

accelerazione di gravità, $g = 9,81$ m/s²

DATI GEOTECNICI TERRENI

peso dell'unità di volume del terreno superficiale $g1 = 18 \text{ kN/mc}$
 angolo di resistenza al taglio terreno superficiale $Fi1 (\text{°}) = 26$
 peso dell'unità di volume del terreno di fondaz. $g2 = 16 \text{ kN/mc}$
 angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione $Fi2 (\text{°}) = 26$
 coesione drenata terreno di fondazione $c'2 = 0 \text{ kN/mq}$

DATI PER IL CALCOLO DEI CEDIMENTI (terreni a grana grossa)

Metodo di Schmertmann (1970-1978)

tempo (anni) dalla fine della costruzione $T = 50$

strato	spess	z	qc
1	2	1,5	6
2	4	4,5	14
3	4	8,5	27

OUTPUT DEL PROBLEMA

CARICO LIMITE e/o SCORRIMENTO

PARAMETRI SISMICI PER IL SITO DI COSTRUZIONE

Nel caso di sito non coincidente con uno dei nodi del reticolo sismico, i parametri sismici sono ottenuti per interpolazione con quelli dei quattro nodi più vicini

Tr (anni)	ag (m/s ²)	ag/g	Fo	Tc* (s)
30	0,388	0,04	2,468	0,21
50	0,518	0,053	2,434	0,235
72	0,617	0,063	2,458	0,25
101	0,731	0,075	2,438	0,26
140	0,858	0,087	2,425	0,26
201	1,007	0,103	2,414	0,267
475	1,424	0,145	2,429	0,278
975	1,855	0,189	2,444	0,283
2475	2,566	0,262	2,431	0,293

Periodo di riferimento, $Vr = 50$ anni

coeff. di amplificazione topografica, $St = 1$

Verifiche agli SLU (Stato Limite di salvaguardia della Vita)

percentuale di superamento nel periodo di riferimento, $Pvr = 10\%$

Tempo di ritorno, $Tr = 475$ anni

acc. orizz. max attesa al sito di rifer. ridido ed orizz, $ag = 1,424 \text{ m/s}^2$

parametro $Fo = 2,429$

acc. orizz. max attesa al sito, $amax = 2,564 \text{ m/s}^2$

coeff. di amplificazione stratigrafica, $Ss = 1,8$

coeff. di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito, $Bs = 0,24$

Coefficiente sismico orizzontale, $Ch = 0,0627$

Coefficiente sismico verticale, $Cv = 0,0314$

Verifiche agli SLE (Stato Limite di Danno)

percentuale di superamento nel periodo di riferimento, $Pvr = 63\%$

Tempo di ritorno, $Tr = 50$ anni

acc. orizz. max attesa al sito di rifer. ridido ed orizz, $a_g = 0,518 \text{ m/s}^2$
parametro $F_o = 2,434$
acc. orizz. max attesa al sito, $a_{max} = 0,932 \text{ m/s}^2$
coeff. di amplificazione stratigrafica, $S_s = 1,8$
coeff. di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito, $B_s = 0,2$
Coefficiente sismico orizzontale, $C_h = 0,019$
Coefficiente sismico verticale, $C_v = 0,0095$

COMBINAZIONE DI CARICO NON SISMICA

APPROCCIO 2 - COMBINAZ. COEFF. PARZIALI A1+M1+R3

Azioni di progetto

componente verticale $N_d = 4362,9 \text{ kN}$
componente orizzontale $T_{xd} = 0 \text{ kN}$
componente orizzontale $T_{yd} = 0 \text{ kN/m}$
eccentricità lungo x $e_x = 0 \text{ m}$
eccentricità lungo y $e_y = 0 \text{ m}$

Parametri geotecnici (di resistenza) di progetto

angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione, $F_{i2d} (\text{°}) = 26$
coesione terreno di fondazione, $c_{2d} = 0 \text{ kN/mq}$

Fattori del carico limite

$N_c = 22,25$
 $N_q = 11,85$
 $N_{\gamma} = 12,54$
fatt. inclinaz. carico $i_c = 1,00$
fatt. inclinaz. carico $i_q = 1,00$
fatt. inclinaz. carico $i_{\gamma} = 1,00$
fatt. resist. terr. superf. $d_c = 1,00$
fatt. resist. terr. superf. $d_q = 1,00$
fatt. resist. terr. superf. $d_{\gamma} = 1,00$
fatt. forma fondaz. $f_c = 1,24$
fatt. forma fondaz. $f_q = 1,22$
fatt. forma fondaz. $f_{\gamma} = 0,82$

Carico limite unitario, $q_{lim} = 7,25 \text{ daN/cm}^2$
Carico limite complessivo, $Q_{lim} = 88.487,37 \text{ kN}$
Sottospinta, $S_w = 0,00 \text{ kN}$
Carico applicato, $Q = 4.362,90 \text{ kN}$
Coeff. di sicurezza al carico limite = 20,28

Verifica al carico limite soddisfatta (coeff. di sicurezza non minore di 2,3)

COMBINAZIONE SISMICA

APPROCCIO 2 - COMBINAZ. COEFF. PARZIALI M1+R3

Azioni di progetto

componente verticale $N_d = 2493 \text{ kN}$
componente orizzontale $T_{xd} = 80 \text{ kN}$
componente orizzontale $T_{yd} = 0 \text{ kN/m}$
eccentricità lungo x $e_x = 0,1 \text{ m}$
eccentricità lungo y $e_y = 0 \text{ m}$

Parametri geotecnici (di resistenza) di progettoangolo di resistenza al taglio terreno di fondazione, $\text{Fi}2d$ ($^\circ$) = 26coesione terreno di fondazione, $c2d$ = 0 kN/mqFattori del carico limite $Nc = 22,25$ $Nq = 11,85$ $Ngamma = 12,54$ fatt. inclinaz. carico $ic = 0,96$ fatt. inclinaz. carico $iq = 0,96$ fatt. inclinaz. carico $igamma = 0,86$ fatt. resist. terr. superf. $dc = 1,00$ fatt. resist. terr. superf. $dq = 1,00$ fatt. resist. terr. superf. $dgamma = 1,00$ fatt. forma fondaz. $fc = 1,24$ fatt. forma fondaz. $fq = 1,22$ fatt. forma fondaz. $fgamma = 0,82$ $zc = 0,980$ $zq = 0,953$ $zgamma = 0,953$ Carico limite unitario, $qlim = 5,93$ daN/cm²Carico limite complessivo, $Qlim = 70.492,49$ kNSottospinta, $Sw = 0,00$ kNCarico applicato, $Q = 2.493,00$ kN

Coeff. di sicurezza al carico limite = 28,28

Verifica al carico limite soddisfatta (coeff. di sicurezza non minore di 2,3)**CALCOLO DEI CEDIMENTI**pressione trasmessa dalla fondazione al terreno $p = 20,42$ kN/m²pressione efficace litostatica alla profondità del piano di posa della fondazione $po = 8$ kN/m²pressione media netta trasmessa dalla fondazione al terreno = 12,42 kN/m²profondità significativa (dal piano di posa fondaz.) $z1 = 5,74$ mprofondità significativa che contribuisce al cedimento (dal piano di posa fondaz.) $z2 = 22,96$ mfattore di influenza della deformazione verticale media sul p.p. della fondazione $lz0 = 0,1552$ fattore di influenza massimo della deformazione verticale media $lzmax = 0,5413$ fattore funzione della profondità del p.p. fondazione $C1 = 0,6779$ fattore di viscosità $C2 = 1,5398$ fattore funzione della forma dell'area di carico $C3 = 3,0515$ tensione verticale efficace alla profondità $z1$ $s'z(z1) = 72,96$ kN/m²

strato	spess	z	qc	lz	E'	dw
1	2	1,5	6	0,22241	18,31	0,0031
2	4	4,5	14	0,42418	42,72	0,0051
3	4	8,5	27	0,47024	82,39	0,003

Ht = 10 m

cedimento finale $wf = 0,0113$ m (1,13 cm)

LEGENDA

CRD: Condizioni di Rottura Drenate

z: affondamento punto medio generico strato dal piano campagna

sxo, syo, szo: incrementi di tensioni normali a $t=0$ (istante di applicazione dei carichi)

uo: sovrappressione neutra a $t=0$ (istante di applicazione dei carichi)

sxf, syf, szf: incrementi di tensioni normali a $t=\infty$

uf: sovrappressione neutra a $t=\infty$

s'zo: tensione efficace verticale litostatica (prima dell'applicazione dei carichi)

Il diagramma delle pressioni minime sul Terreno del modello. Il valore Min riscontrato risulta essere di **-0,43 daN/cm²** in condizioni di carico **SLU 18**.

10.6 NOTE DI CALCOLO

- ✓ massa partecipante in condizione Sisma X SLV 100%
- ✓ massa partecipante in condizione Sisma Y SLV 100%
- ✓ Spostamenti relativi d'interpiano entro i limiti (limite SLD = 0,005)
- ✓ Massimo: 0,0013 tra i nodi 159 e 228 (Famiglia "SLD", combinazione 5)
- ✓ Rispettata verifica (7.3.2) § 7.3.1 NTC 2008 (θ massimo $[0,05] < 0.1$)
- ✓ Valutazione tipologia CA pt 1,2,3 § 7.4.3.1 NTC 2008:
- ✓ Fondazione: taglio minimo alla base dei pilastri 100% (SLV 1); l'edificio è qualificabile come 'struttura a telaio';
- ✓ Valutazione pt 4 § 7.4.3.1 NTC 2008: l'edificio non è qualificabile come 'struttura deformabile torsionalmente' essendo r/l_s minimo $[1,23] > 0,8$

10.7 CRITERI DI PROGETTO

È stata effettuata una **Progettazione per Azioni Sismiche** secondo quanto previsto al Cap. 07 del D.M. 14-01-08. Nell'analisi delle strutture soggette ad azione sismica, si è utilizzato il tipo di **Analisi Lineare Dinamica**. Per maggior comprensione vengono riportate di seguito le figure di due viste assonometriche contrapposte del modello strutturale agli elementi finiti utilizzato nella analisi e nelle successive verifiche, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione.

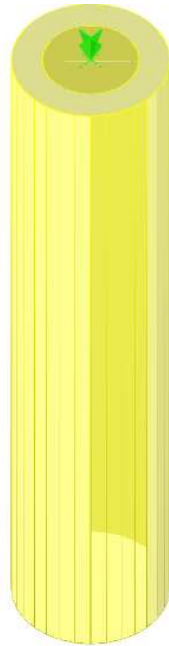


Figura 18 - Struttura Pilastro Cavo

10.8 MODELLO

Nella Relazione di Calcolo delle Strutture vengono riportati i carichi di progetto ed il modello strutturale utilizzato. Lo schema statico tridimensionale utilizzato, prevede l'utilizzo di elementi monodimensionali (aste) considerato incastrato alla base e con in carichi in sommità.



Figura 19 - Modello Pilastro Cavo

10.9 ANALISI DEI CARICHI

Oltre al metà del peso complessivo del carro ponte di 10 kN, nell'analisi strutturale viene preso in considerazione l'azione trasmessa dal carro ponte in caso si azione sismica.

Per la valutazione dell'incremento sismico si utilizza un'Analisi Pseudo-Statica:

Regione: Lombardia
 Provincia: Brescia
 Comune: Verolanuova
 Località:

Zona Sismica: 3

Latitudine 45,3256 (Coordinate ED50)
 Longitudine 10,0781

Parametri sismici

Classe d'uso della costruzione II
 Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N \geq 50

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U 1,0

Categoria sottosuolo: C
 Categoria topografica: T1

Analisi Pseudostatica

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

I coefficienti sismici Orizzontale e Verticale:

$$K_h = \beta_m a_{max} / g \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h \quad (7.11.7)$$

dove

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

g = 9,81 m/sec² accelerazione di gravità

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S a_g = S_S S_T a_g$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

Il coefficiente β_m assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

NOTA:

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

$a_g = 0,1452 \text{ g}$ Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

$S_S = 1,8$ Amplificazione Stratigrafica

$S_T = 1,0$ Amplificazione Topografica

$\beta_m = 0,24$ Accelerazione $a_g(g) \leq 0,1$ e Categoria Sottosuolo C

$$a_{\max} = S_S S_T a_g = 0,2614 \text{ g} \quad 2,564 \text{ m/sec}^2$$

$$K_h = \beta_m a_{\max} / g \quad (7.11.6)$$

$$K_h = 0,063$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h \quad (7.11.7)$$

$$k_v = 0,031$$

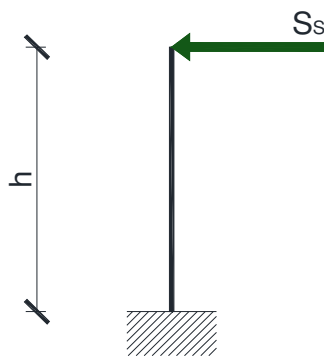
Incremento Sismico Carro Ponte

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W potenzialmente instabile.

$$W = 1.000 \quad \text{kg} \quad \text{Peso Carro Ponte}$$

L'incremento Sismico

$$S_s = 63 \quad \text{kg} \quad \text{Incremento Sismico}$$



Pilastro Cavo Sedimentazione

Permanente:	Peso Totale Carro Ponte	10,00 kN
Simici:	Incremento Sismico da Peso Carro Ponte	0,63 kN

10.10 PARAMETRI AZIONE SISMICA

- Tipo Costruzione: 2
- Vita Nominale: 50
- Classe d'Uso: II
- Classe Duttilità: Bassa
- Regolarità in Pianta: Si
- Regolarità in Altezza: Si
- Edificio in C.A.: Strutture a Pendolo Inverso
- Tipo Analisi: Lineare Dinamica

- Fattore di Struttura: 1,50
- Categoria del Suolo: C
- Categoria Topografica: T1

10.11 RISULTATI

Nelle figure seguenti è possibile osservare l'andamento delle sollecitazioni flettenti massime riscontrate nelle aste della struttura, la deformazioni massime e il corretto esito delle verifiche per gli Stati Limite considerati.



Figura 20 - Reazioni Max



Figura 21 - Sollecitazioni Aste M Max

10.12 VERIFICHE

Ai fini delle verifiche sono state prese in considerazione le seguenti tipologie di armatura:

Pilastro Cavo: Armatura Esterna P1

1 ϕ 16/20 St. ϕ 10/7 cm 0-90cm ϕ 10/16 cm 90-470cm

Armatura Interna P2

1 ϕ 16/20 St. ϕ 10/7 cm 0-90cm ϕ 10/16 cm 90-470cm

Figura 22 - Sezione Pilastro Cavo

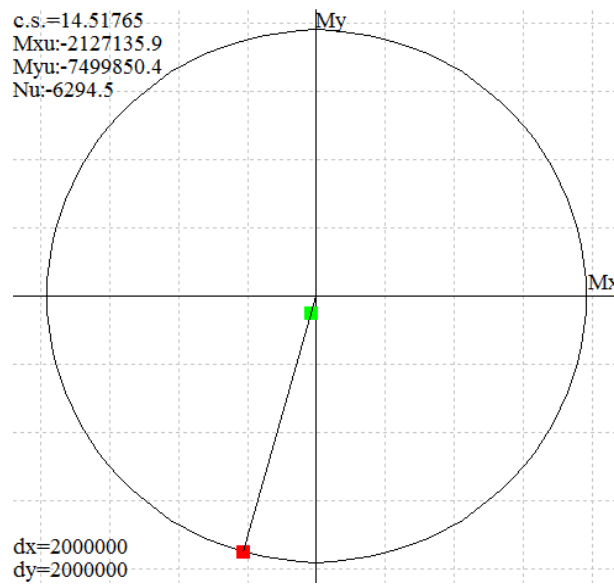


Figura 23 - Dettaglio Verifica Mmax N=Costante (SLV 16)

11 LOCALE TECNICO

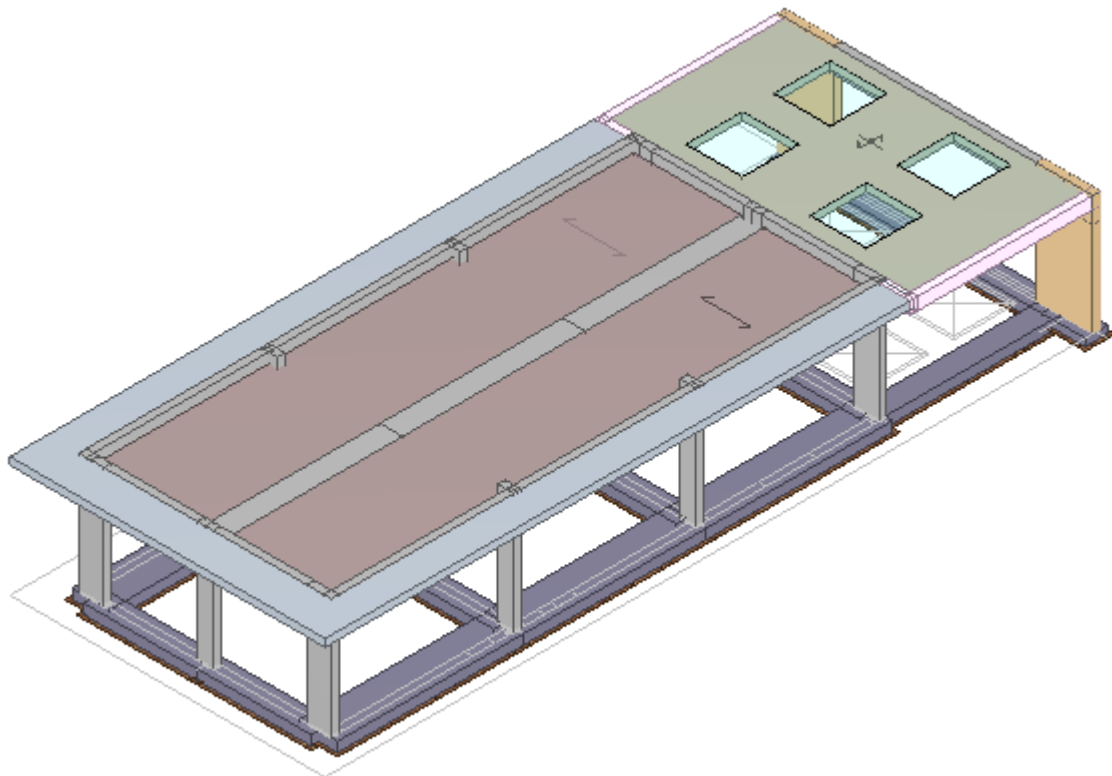
11.1 Descrizione generale

La costruzione in c.a. in oggetto è relativa al locale quadri elettrici ed uffici. È una struttura a pianta rettangolare, di dimensioni massime di 29,35 x 12,60 m e un'altezza complessiva di 5,20 m. Il piano di posa della fondazione è posto ad una quota di -0,40 m rispetto al piano di campagna, convenzionalmente individuato alla quota 0,00 m. Le strutture di fondazione sono realizzate mediante reticolo di travi alla Winkler su suolo elastico aventi dimensioni di 150x(h)40 cm e 90x(h)40 cm. In elevazione sono presenti pilastri e setti in c.a. La copertura è realizzata mediante solaio prefabbricato tipo "lastral" h=22 cm. E' presente anche una zona con copertura mediante soletta gettata in opera avente spessore di cm 30.

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

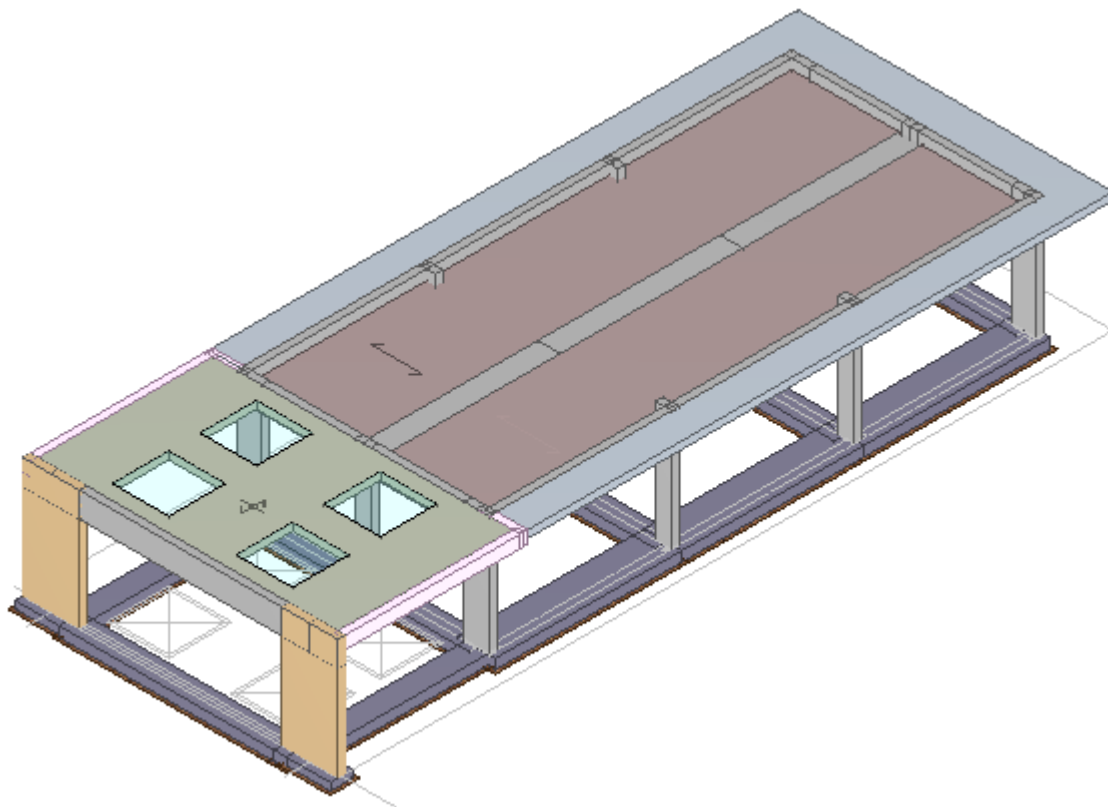
Vista Anteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (1;1;-1)



Vista Posteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (-1;-1;-1)



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".

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

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

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche calcestruzzo armato

N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{ctm}	n	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
ClS C28/35_B450C - (C28/35)															
001	25.000	0,000010	32.588	13.578	60	P	35,00	-	0,85	1,50	16,46	1,32	3,40	15	002
ClS C25/30_B450C - (C25/30)															

Caratteristiche calcestruzzo armato

N_{id}	γ_k	α_{T,i}	E	G	C_{Erid}	Stz	R_{ck}	R_{cm}	%R_{ck}	γ_c	f_{cd}	f_{ctd}	f_{ctm}	n	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
003	25.000	0,000010	31.447	13.103	60	P	30,00	-	0,85	1,50	14,11	1,19	3,07	15	002

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- γ_k** Peso specifico.
- α_{T,i}** Coefficiente di dilatazione termica.
- E** Modulo elastico normale.
- G** Modulo elastico tangenziale.
- C_{Erid}** Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [$E_{sisma} = E \cdot C_{Erid}$].
- Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- R_{ck}** Resistenza caratteristica cubica.
- R_{cm}** Resistenza media cubica.
- %R_{ck}** Percentuale di riduzione della R_{ck}.
- γ_c** Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
- f_{cd}** Resistenza di calcolo a compressione.
- f_{ctd}** Resistenza di calcolo a trazione.
- f_{ctm}** Resistenza media a trazione per flessione.
- n Ac** Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche acciaio

N_{id}	γ_k	α_{T,i}	E	G	Stz	f_{yk,1}/ f_{yk,2}	f_{tk,1}/ f_{tk,2}	f_{yd,1}/ f_{yd,2}	f_{td}	γ_s	γ_{M1}	γ_{M2}	γ_{M3,SLV}	γ_{M3,SLE}	γ_{M7}
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]						
Acciaio B450C - (B450C)															
002	78.500	0,000010	210.000	80.769	-	450,00	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-
						-	-	-							

LEGENDA:

Caratteristiche acciaio

N_{id}	γ_k	$\alpha_{T,i}$	E	G	Stz	$f_{yk,1}/f_{yk,2}$	$f_{tk,1}/f_{tk,2}$	$f_{yd,1}/f_{yd,2}$	f_{td}	γ_s	γ_{M1}	γ_{M2}	$\gamma_{M3,SLV}$	$\gamma_{M3,SLE}$	γ_{M7}
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]						

N_{id} Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.

γ_k Peso specifico.

$\alpha_{T,i}$ Coefficiente di dilatazione termica.

E Modulo elastico normale.

G Modulo elastico tangenziale.

Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).

$f_{tk,1}$ Resistenza caratteristica a Rottura (per profili $t \leq 40$ mm).

$f_{tk,2}$ Resistenza caratteristica a Rottura (per profili $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).

f_{td} Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).

γ_s Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.

γ_{M1} Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.

γ_{M2} Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.

$\gamma_{M3,SLV}$ Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).

$\gamma_{M3,SLE}$ Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).

γ_{M7} Coefficiente parziale di sicurezza precarico bulloni ad alta resistenza (Bulloni): [-] = parametro NON significativo per il materiale.

$f_{yk,1}$ Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con $t \leq 40$ mm).

$f_{yk,2}$ Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).

$f_{yd,1}$ Resistenza di calcolo (per profili con $t \leq 40$ mm).

$f_{yd,2}$ Resistenza di calcolo (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).

NOTE [-] = Parametro non significativo per il materiale.

TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali

Materiale	SL	Tensione di verifica	$\sigma_{d,amm}$
			[N/mm ²]
Cls C28/35_B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	17,43

Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali

Materiali	SL	Tensione di verifica	$\sigma_{d,amm}$ [N/mm ²]
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	13,07
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	360,00
Cls C25/30_B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	14,94
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	11,21

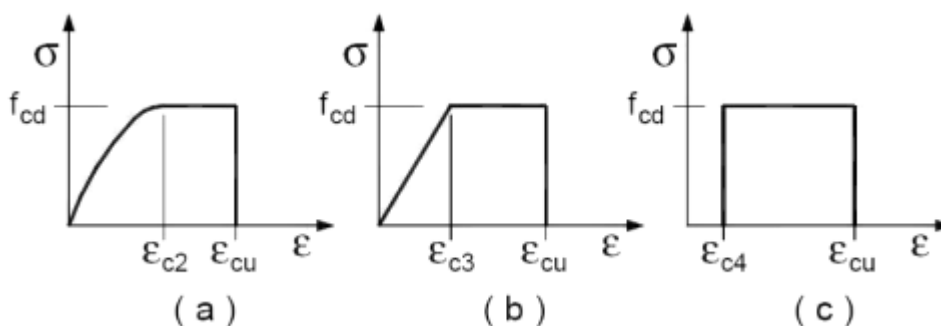
LEGENDA:

SL Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.

$\sigma_{d,amm}$ Tensione ammissibile per la verifica.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

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).



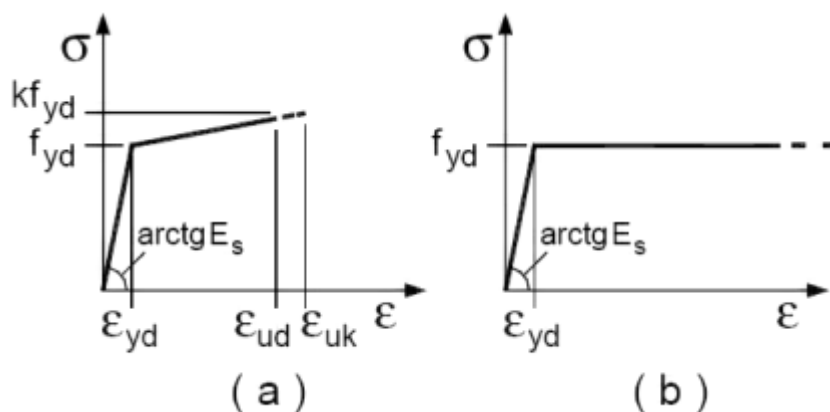
Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

I valori di deformazione assunti sono:

$$\epsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\epsilon_{cu2} = 0,0035.$$

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.

4 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (NSPT), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **C** [*C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*].

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

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, oltre che nei tabulati di calcolo nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

ANALISI CARICHI

Analisi carichi

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m ²]
001	S	Soletta Abitaz.	Coperture	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Pavimento e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2.360	Civile abitazione (Cat. A – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	2.000	1.300
002	S	LatCem Cop. acc. H20	Coperture	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 20 cm (16+4)	2.900	Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	2.100	Coperture praticabili di locali di abitazione (Cat. H2 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	2.000	1.300
003	S	Pianerottolo Scala C.A. H30	Coperture	Pianerottolo della scala in c.a., di altezza 30 cm	7.500	Pavimento, sottofondo e intonaco inferiore	1.000	Balconi, ballatoi e scale comuni (Cat. C2 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	2.800	1.300

LEGENDA:

Analisi carichi

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m ²]

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

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]
45.3256	10.0781	64

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.

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	NO
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	SI

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	
--	--

La rigidità 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.

La struttura è pertanto:

- NON REGOLARE in pianta
- NON REGOLARE in altezza

6.2 Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio 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 imprevisti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

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

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

L'edificio è stato progettato per una Vita Nominale pari a **50** e per Classe d'Uso pari a **2**.

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:

Parametri di pericolosità sismica

Stato Limite	a_g [g]	F_0	T^*_c [s]	C_c	T_B [s]	T_c [s]	T_D [s]	S_s [s]
SLO	0.0350	2.496	0.210	1.76	0.123	0.369	1.740	1.50
SLD	0.0442	2.480	0.230	1.71	0.131	0.392	1.777	1.50
SLV	0.1165	2.445	0.283	1.59	0.150	0.450	2.066	1.50
SLC	0.1523	2.440	0.290	1.58	0.153	0.458	2.209	1.48

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: **3,15**

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

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

Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di struttura utilizzato per il sisma orizzontale:

Dir. X:

- tipologia tab. 7.4.I D.M. 14/01/2008: **A telaio, miste equivalenti a telaio**
- tipologia strutturale: **con più campate**
- $\alpha_u/\alpha_1, X$: **1,05**
- fattore di riduzione q_0 (kw): **1,00**

Dir. Y:

- tipologia tab. 7.4.I D.M. 14/01/2008: **A telaio, miste equivalenti a telaio**
- tipologia strutturale: **con più campate**
- $\alpha_u/\alpha_1, Y$: **1,05**
- fattore di riduzione q_0 (kw): **1,00**

regolarità in pianta: **NON REGOLARE**

regolarità in altezza: **NON REGOLARE**

Il fattore di struttura è calcolato secondo la relazione (7.3.1) del § 7.3.1 del D.M. 14/01/2008:

$$q = q_0 \times K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

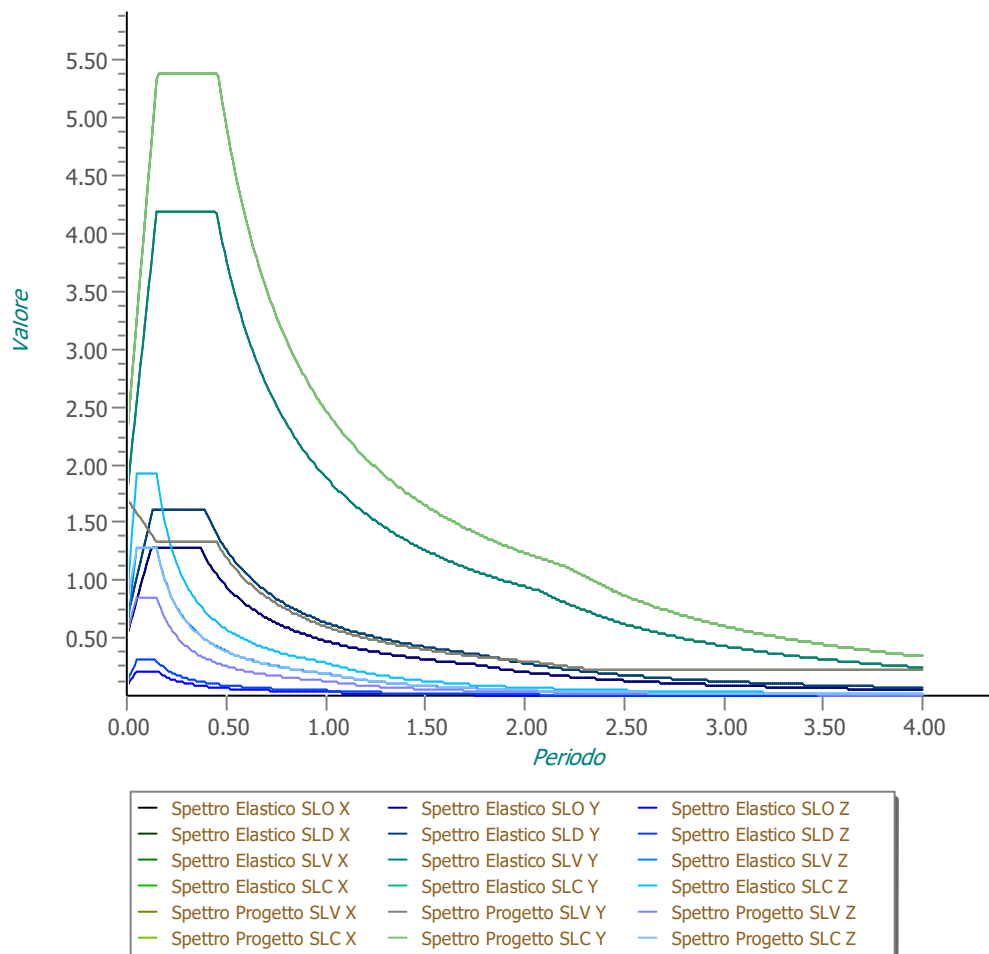
K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

N.B: Per le costruzioni *regolari in pianta*, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_w/α_1 , per esso possono essere adottati i valori indicati nei § 7.4.3.2 del D.M. 14/01/2008 per le diverse tipologie costruttive. Per le costruzioni *non regolari in pianta*, si possono adottare valori di α_w/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Tabella 7.4.I – Valori di q_0

Tipologia	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_w/\alpha_1$	$4,5 \alpha_w/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_w/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

Grafico degli Spettri di Risposta

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	99.3
salvaguardia della vita	Y	97.8
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):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \text{con} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

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; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (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 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_C$$

$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_C$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

6.6 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0.30E_{EdY}$$

$$E_{EdY} \pm 0.30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0.30E_{EdY} \pm 0.30E_{EdZ}$$

$$E_{EdY} \pm 0.30E_{EdX} \pm 0.30E_{EdZ}$$

$$E_{EdZ} \pm 0.30E_{EdX} \pm 0.30E_{EdY}$$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

6.7 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 trasladando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 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:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1)$$

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 l'azione di pretensione e/o 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 2.6.1 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 10 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_{k1} 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 rappresenta l'azione sismica per lo stato limite 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 rappresenta l'azione di pretensione e/o 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 delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al p. 2.6.1 del DM 14/01/2008, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del DM 14/01/2008.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella 6.2.II del DM 14/01/2008.

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 rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G₁ rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G₂ rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali

P rappresenta l'azione di pretensione e/o 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:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

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_{k1} 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 riportati i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente" (1), "Frequente" (1) e "Rara" (2).

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.

8.2 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, setti, travi-parete).

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.

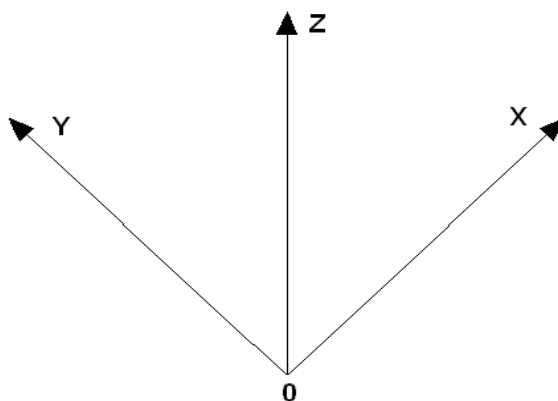
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

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 O,X,Y,Z (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.

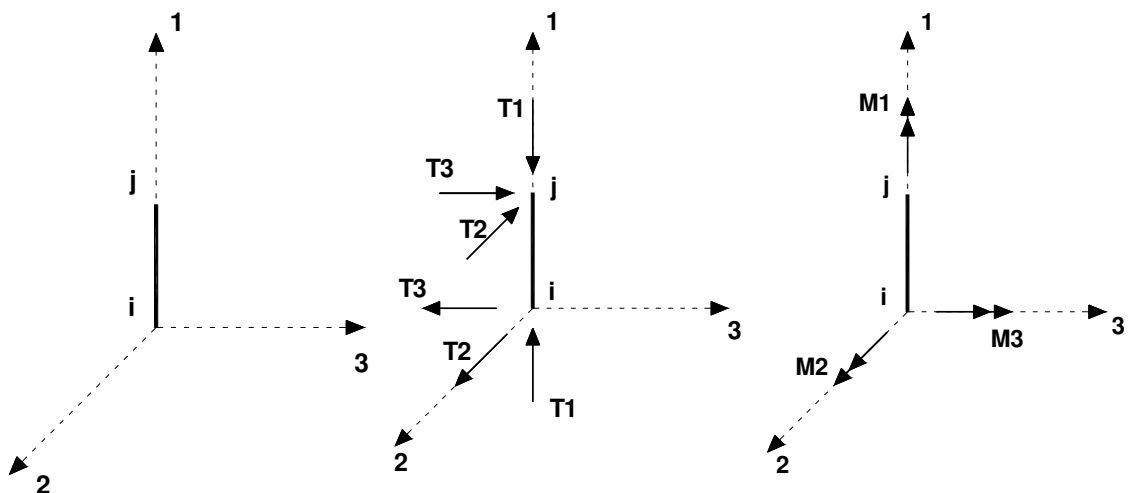
Definiti i e j i nodi iniziale e finale della Trave, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- 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:

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

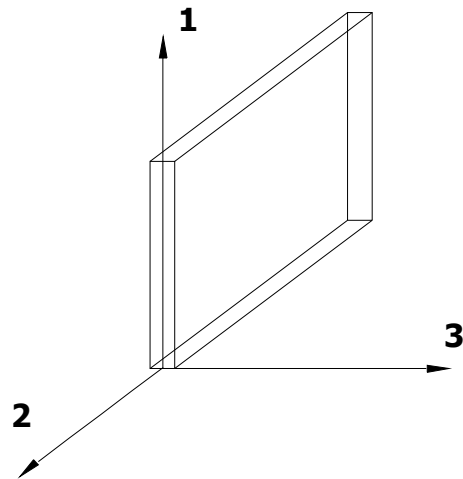
8.3.4 Riferimento locale per pareti

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 X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 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.

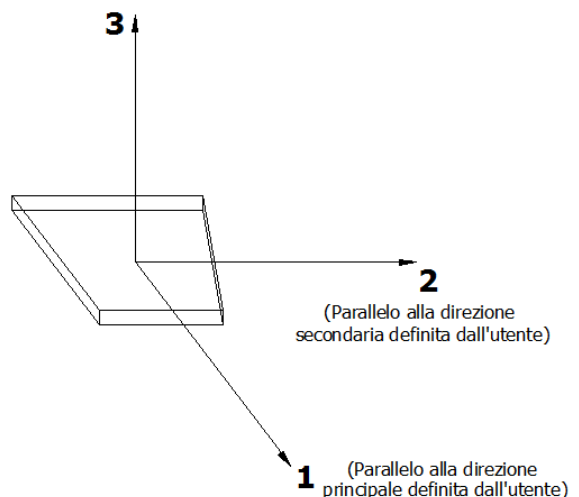
Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

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.

8.3.5 Riferimento locale per solette

In maniera analoga a quanto avviene per i setti, ciascuna soletta è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

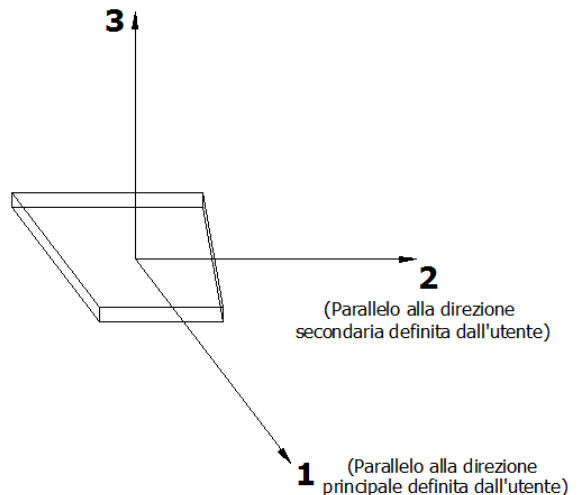
- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



8.3.6 Riferimento locale per platee

Anche per le platee, analogamente a quanto descritto per le solette, è definito un sistema di riferimento locale 1,2,3:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



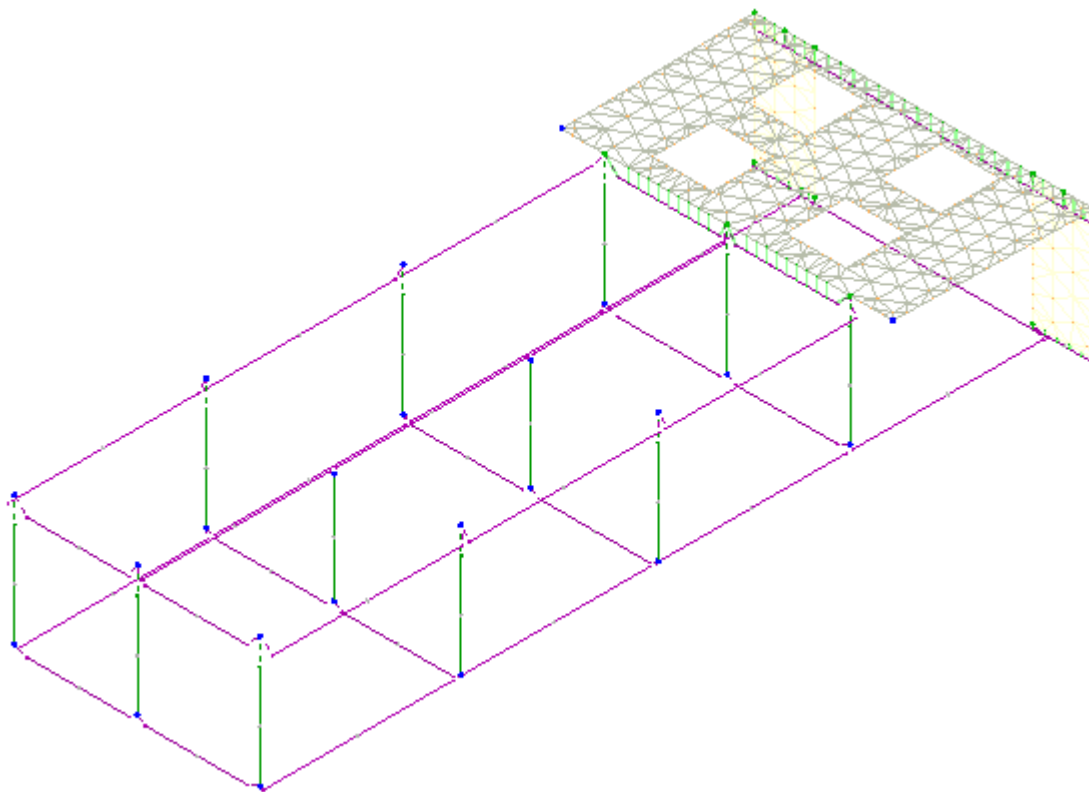
8.4 Modello di Calcolo

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

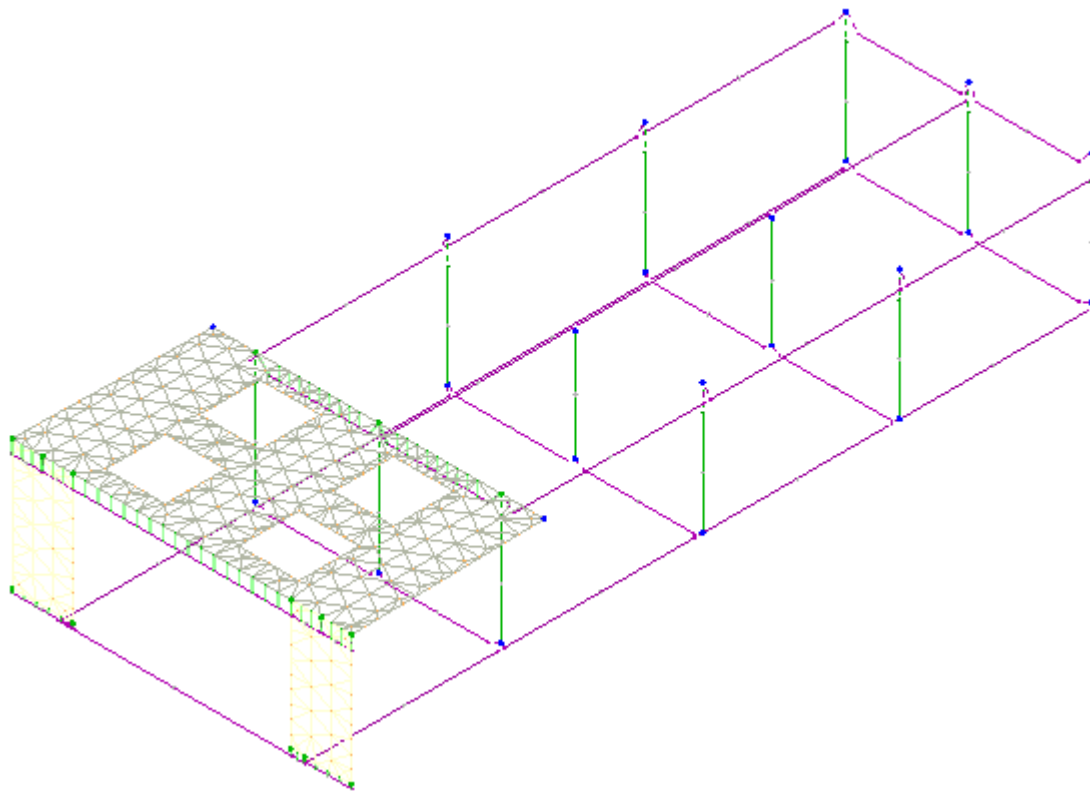
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei tabulati di calcolo.

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

Vista Anteriore



Vista Posteriore



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.

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 secondo quanto indicato nel § 2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 14/01/2008.
- 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 sovrarresistenza 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 **pilastr**i, 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".

Opere di Contenimento delle Terre

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Premessa

La seguente relazione riporta i risultati dei calcoli statici relativi alle opere strutturali relative alla realizzazione di muri di sostegno a servizio del Nuovo Impianto di Depurazione di Verolanuova, così come ottenuti utilizzando la teoria di Coulomb per il calcolo della spinta attiva in zona sismica e la normativa come sotto specificata per i cementi armati.

Riferimenti legislativi

L'analisi della struttura e le verifiche sugli elementi sono state condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative ed in particolare delle seguenti norme:

Legge 05/11/1971, n.1086, "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica."

Legge 02/02/74, n.64, "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche."

D.M. 14/02/92, "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche."

D.P.R. 16/12/92, n. 495.

D.M. 09/01/1996, "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a., normale e precompresso e per le strutture metalliche."

D.M. 16/01/1996, "Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»."

D.M. 16/01/1996, "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche."

Circolare Min. LL.PP. 04/07/1996, "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»."

Circolare Min. LL.PP. 15/10/1996, "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a., normale e precompresso e per le strutture metalliche»."

Circolare Min. LL.PP. 15/10/1996, "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica»."

Norme tecniche per le costruzioni" D.M. 14 Gennaio 2008 - G.U. n. 29 del 4.02.2008

Modalità di verifica

Le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte agli SLU in accordo con le norme tecniche e le modalità operative specificate nel citato D.M. 09/01/1996 e succ. mod. ed integrazioni, applicate in maniera unitaria ed integrale all'intero organismo strutturale.

Sono state considerate le combinazioni di azioni permanente e frequente in zona sismica n° 3 secondo l'attuale classificazione sismica del territorio nazionale (Ord. P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003). Lo stato tensionale è stato determinato in base ad una analisi elastica.

Tipo di struttura

Sono state adottate, in base alla teoria di Coulomb, delle strutture in cemento armato così definite:

- altezza variabile da mt 0,75, a mt 3,00
 - spessore paramento da cm 20, 25 e 30;
 - sovraccarico $Q = 900 \text{ Kg/mq}$.
-
- In fondazione si pensa di realizzare una soletta dello spessore da cm 30, 40 e 50 con platea di base incastrata avente uno spessore di cm 20. Le dimensioni geometriche sono comunque riportate nei disegni di calcolo e verifica. Si rimanda a tali disegni di carpenteria allegati alla presente relazione per una migliore rappresentazione delle strutture.

Risultati dell'analisi

Il tabulato seguente riporta la descrizione geometrica di dettaglio delle strutture, i carichi assunti ed i risultati ottenuti dalla analisi e dalle verifiche.

Caratteristiche dei materiali

Nel dimensionare le strutture relative ai diversi manufatti in esame si sono utilizzati i seguenti materiali, le cui caratteristiche di resistenza vengono stabilite in base alla normativa vigente.

10.12.1 Calcestruzzo

Legge costitutiva	parabola rettangolo
Accorc. ultimo a flessione	0.3500 % Accorc. ultimo a compressione
	0.2000 % Fondazioni, muri in C.A. Rck 25 MPa
Resistenza di progetto	$f_{yd} = 12.97 \text{ Mpa}$
Tensione ammissibile	$s = 97,50 \text{ Kg/cm}^2 = 9,75 \text{ MPa}$

Acciaio per le strutture in c.a.

Denominazione B450C Legge costitutiva bilineare Allungamento ultimo di progetto
 1.000 % Resistenza allo snervamento $f_{yk} = 440 \text{ MPa}$ Coeff. di sicurezza $gc = 1.6$
 Resistenza di progetto $f_{yd} = 382.6 \text{ MPa}$

Calcolo della Spinta

Si adottano i seguenti valori delle grandezze caratteristiche del terreno:

terreno tipo

- peso specifico del terreno = $1'800 \text{ Kg/mc}$
- peso specifico del muro = 2.500 Kg/mc

-
- angolo di attrito delle terre = 26°
 - coesione nulla
 - angolo di attrito terra/muro = 19°
 - sovraccarico accidentale = 1000 Kg/mq
 - Calcestruzzo $R_{ck} = 250$ Kg/cm² con $\sigma_{amm} = 85$ Kg/cm²
 - Acciaio B450C = con $\sigma_{amm} = 2.200$ Kg/cm²

11 MODELLAZIONE TEORICA

11.1 DATI IN INPUT

Il calcolo statico, effettuato col metodo agli SLU si riferisce alla verifica di un muro di sostegno di geometria nota (vedi Figure) in zona sismica.

L'andamento del terreno a monte è descritto da una spezzata sulla quale è applicato un sovraccarico $q = 1'000$ Kg/mq ove previsto.

La spinta delle terre è calcolata con la teoria di Coulomb, ricercando per tentativi il prisma di massima spinta, tenendo conto anche delle forze d'inerzia agenti sul prisma per effetto del sisma.

Si è considerata secondo la normativa vigente un'accelerazione sismica corrispondente alla zona n° 3 con $a_g/g = 0,116$

I dati geometrici di input sono illustrati nei disegni allegati.

I parametri geotecnici sono i seguenti:

- φ - angolo di attrito interno delle terre [gradi sessadecimali]

- d - angolo di attrito terra-muro. Normalmente si assume $d < 2/3 j$.

- j_f - angolo di attrito fondazione-terreno

- g_t - peso specifico delle terre

- g_m - peso specifico del muro

- S - grado di sismicità

Le Armature calcolate sono da considerarsi armature minime a presso-flessione (doppia armatura, metodo agli SLU) e i corrispondenti valori di σ_c e τ_c .

11.2 OUTPUT

I risultati del calcolo sono i seguenti:

St = spinta statica delle terre sul paramento interno

Sq = spinta del sovraccarico q

Ss = spinta delle terre per azione sismica

M = momento flettente nella sezione allo spicco della parete

N = azione assiale nella sezione allo spiccato della parete

V = azione di taglio nella sezione allo spiccato della parete

St = spinta statica delle terre sulla parete verticale ideale a monte della scarpa interna

Sq = spinta del sovraccarico q

Ss = spinta delle terre per azione sismica

M = momento flettente rispetto al baricentro della sezione di imposta della fondazione

N = azione assiale nella sezione di imposta della fondazione

V = azione di taglio nella sezione di imposta della fondazione

Mr = momento ribaltante

Ms/Mr = coefficiente di sicurezza al ribaltamento (deve essere > 1.5)

c. scorr. = coefficiente di sicurezza allo scorrimento (deve essere > 1.3)

s t, valle = pressione sul terreno a valle

s t, monte = pressione sul terreno a monte

% comp. = percentuale di sezione compressa

M valle = momento sulla suola a valle (per il calcolo dell'armatura inferiore)

M monte = momento sulla suola a monte (per il calcolo dell'armatura superiore)

12 METODO DI CALCOLO

Il metodo di calcolo utilizzato è riferito ad un muro con paramento interno verticale, angolo di attrito terra-muro diverso da 0, terrapieno orizzontale, presenza di sovraccarico, sisma con grado di sismicità zona 2. La spinta statica St esercitata dal cuneo di terreno si ricava dal triangolo di equilibrio (vedi Figure) conoscendo il peso P del cuneo e l'inclinazione della reazione R del piano di scorrimento. Il cuneo che dà la massima spinta è quello per il quale si ha St . Questo valore corrisponde ovviamente a quello ricavato con la classica formula di Coulomb:

$Ka = \tan^2(45 - \phi/2)$	coeff. di spinta attiva
$Qt = Ka \gamma h$	press. Base parete
$St = \frac{1}{2} \gamma h^2$	Spinta delle terre
$h/3$	Braccio della spinta

(La spinta St si considera applicata, secondo la teoria classica, ad $h/3$).

In presenza di sisma la parete del muro esercita sul cuneo una spinta St_s tale da equilibrare, insieme alla reazione R , oltre al peso P anche la forza di inerzia $F = C P$, cioè la risultante PF . Il cuneo di massima spinta è rappresentato nella figura. La differenza $S_s = St_s - St$ è l'incremento di spinta dovuto al sisma, da applicare a $2/3 h$ (la risultante delle forze d'inerzia è applicata nel baricentro del cuneo di spinta).

Allo stesso risultato si perviene impiegando le formule indicate al punto D. del D.M. 16-1-96, secondo le quali l'incremento di spinta D

$F = F_s - F$ ($S_s = S_t - S$ con i nostri simboli) si ricava nel modo seguente:

β = angolo intradosso muto rispetto alla verticale;

$\beta = 0$;

$\vartheta = \arctang C$;

$A = \cos^2(\beta + \vartheta) / \cos^2 \beta \cos \vartheta$

$i' = i + \vartheta$

$\beta \vartheta = \beta + \vartheta$

Si calcola quindi la spinta F' nel caso fittizio di muro con intradosso inclinato di β' rispetto alla verticale e terrapieno inclinato di i' rispetto all'orizzontale, con le classiche formule di Müller-Breslau:

$$K'_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta')}{\cos^2 \beta' \cos(\beta' + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - i')}{\cos(\beta' + \delta) \cos(\beta' - i')}} \right]^2}$$

$$F' = 1/2 K'_a \times \gamma h^2$$

$$F_s = A * F'$$

$$\Delta F_s = F_s - St$$

Alle spinte St e Ss del terrapieno vanno aggiunte le azioni del peso e della forza d'inerzia della parete, applicate al baricentro. Allo spiccatto della parete si hanno quindi le azioni interne:

$$N = P$$

$$V = C \cdot P + St + Ss$$

$$M$$

Si procede è proceduto nello stesso modo per il calcolo della spinta ai fini delle verifiche sul piano di fondazione. Si considera come facente parte del muro il prisma di terra sovrastante la scarpa interna.

Alle spinte St e Ss del terrapieno vanno aggiunte le azioni dei pesi e delle forze d'inerzia della parete, della fondazione e del prisma di terra sovrastante la scarpa a monte, applicate nei rispettivi baricentri. Si hanno quindi i seguenti valori del momento ribaltante e del momento stabilizzante:

$$Mr$$

$$Ms$$

coefficiente di sicurezza al ribaltamento Ms/Mr (deve essere $> 1,50$)

Si sono quindi calcolate alla base della fondazione le seguenti azioni interne:

N

V

M

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento viene calcolato nel modo seguente:

Forza massima di attrito:

$$F_f = N \cdot \operatorname{tg} \varphi_f$$

$$\text{coeff. di sicurezza} = F_f / V \text{ (deve essere } > 1,3)$$

La pressione sul terreno viene calcolata nel modo seguente:

$$e = M/N > b/6 \text{ sezione parzializzata}$$

$$u = b/2 - e$$

$$\sigma_{t, \text{valle}} = 2N/(3u)$$

$$\sigma_{t, \text{monte}}$$

$$\text{percentuale sezione compressa} = 3u/b \%$$

La suola a valle è soggetta, allo spiccato della parete, al momento flettente

Mv che tende le fibre inferiori

La suola a monte è soggetta, allo spiccatto della parete, al momento flettente:

Mm che tende le fibre superiori

Sono stati quindi calcolate le azioni interne nelle varie sezioni a distanza di 1 m lungo la parete, la suola a valle e la suola a monte. In ciascuna sezione sono stati rilevati riportati i valori dell'area minima di acciaio e delle tensioni massime di compressione e taglio nel calcestruzzo.

13 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli e verifiche di massima che ne comprovano l'attendibilità. La valutazione è stata eseguita confrontando i risultati ottenuti con semplici calcoli, di larga massima, eseguiti con metodi tradizionali in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutato la consistenza delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni, quali verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.

14 CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

14.1 DENOMINAZIONE

Nome del Software	Edilus
Versione	32.00 b
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.: (+39)0827/69.504 r.a. - Fax: (+39)0827/60.12.35 r.a. - Web: www.acca.it - E-mail: info@acca.it

14.2 DESCRIZIONE

Si tratta di un programma di calcolo strutturale 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.

14.3 SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidità finita. I nodi appartenenti agli impalcati

orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcato infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidità flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidità assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidità elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidità alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcato dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

15 DESCRIZIONE HARDWARE

Processore	Intel(R) Core(TM)2 Quad CPU Q9300 @ 2.50GHz
Architettura	Processore Basato su x32
Frequenza	2500 MHz
Memoria	3 GB
Sistema operativo	a 32 bit Microsoft Windows 7