

COMUNE DI NOLE (TO)

SISTEMAZIONE E ADEGUAMENTO FUNZIONALE PIAZZA PIOVANO RUSCA



LOCALIZZAZIONE



Comune di NOLE (TO)

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

CODICE GENERALE ELABORATO

CODICE OPERA	LIVELLO PROGETTO	TIPO ELABORATO	N° ELABORATO	VERSIONE
17041	E	ALL	002	0

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

IDENTIFICAZIONE FILE: \\Lavori\2017\17041\definitivo-esecutivo\elaborati\002\17041_E_ALL_002_0.pdf

versione	data	oggetto	verifica	redazione
0	Novembre '17	1° emissione	RB	AC
1				
2				
3				
4				
5				

DATI PROGETTISTI



essebi INGENGERIA - Studio Tecnico Associato Barra - Ruzzon -
Piazzale Carlo Alberto Dalla Chiesa n. 2 - 10064 Pinerolo TO

Progettista: Ing. Renato Barra

FIRMA

VERIFICA:	Ing. Renato BARRA	
REDAZIONE:	Ing. Andrea Carle	
CONSULENZA:		
CONSULENZA:		

TIMBRI - FIRME

PER LA PROPRIETA'
NOME PROPRIETARIO

FIRMA

Questo elaborato è di proprietà dello Studio *essebi* Ingegneria. Qualsiasi divulgazione o riproduzione anche parziale deve essere espressamente autorizzata
Piazzale C. A. Dalla Chiesa n. 2 - 10064 Pinerolo TO - Tel 0121374575 - Fax 0121060464
<http://xoomer.virgilio.it/essebiingegneria> - e-mail essebi.ingegneria@tin.it - e-mail PEC essebi.ingegneria@pec.it

Sommario

1.	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO	3
2.	MATERIALI UTILIZZATI	4
3.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3.1.	PERIODO DI RIFERIMENTO E DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE	6
4.	ANALISI DEI CARICHI	7
5.	IPOSTESI DI CARICO E MODELLO STRUTTURALE	13
5.1.	CODICE "SAP2000"	13
5.1.1.	Origine e caratteristiche del codice di calcolo	13
5.1.2.	Affidabilità del codice di calcolo utilizzato	13
5.1.3.	Descrizione del codice di calcolo utilizzato	14
5.2.	COMBINAZIONE DELLE AZIONI	14
5.2.1.	Analisi statica	14
5.2.2.	Analisi pseudo-statica	15
5.3.	MODELLO STRUTTURALE	16
6.	VERIFICA DELLE STRUTTURE IN PROGETTO	17
6.1.	VERIFICHE DI RESISTENZA	17
6.1.1.	Platea di fondazione	17
6.1.2.	Pareti	21
6.1.3.	Baggiolo	22
6.1.4.	Punzonamento platea	23
6.2.	VERIFICHE IN ESERCIZIO	25
6.3.	VERIFICHE GEOTECNICHE	26
6.3.1.	Determinazione capacità portante	26
7.	CONCLUSIONI	29

1. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

La presente relazione e gli elaborati grafici allegati descrivono le opere da compiersi per la realizzazione della struttura interrata in cemento armato della nuova pesa pubblica del Comune di Nole (TO).

L'opera si compone di un terrapieno in cemento armato con dimensioni in pianta di 16,6x3,6 m, altezza di 1,3m e spessore di parete pari a 30cm: all'interno vengono realizzati 8 appoggi (60x60 cm) che sosterranno la struttura metallica della pesa. Si è assunto un carico agente su ciascun appoggio di 20 000kg.

Progettista delle opere strutturali è il sottoscritto Ing. Renato Barra con sede di lavoro in Pinerolo (TO).

2. MATERIALI UTILIZZATI

I materiali previsti per gli interventi in progetto sono di seguito riportati:

CALCESTRUZZO C25/30

Massa volumica	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
Resistenza caratteristica	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = 16.67 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione ambientale	XC2
Classe di consistenza	S4 sottofondazioni
Classe di consistenza	S3 strutture in elevazione
Diametro massimo aggregato	25 mm
Rapporto A/C	< 0,45

ACCIAIO DI ARMATURA STRUTTURE IN PROGETTO

Acciaio tipo B450C	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
	$f_{yk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
	$f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$
	$\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I carichi considerati per il calcolo sono conformi alle normative vigenti, ricordando che secondo le Norme Tecniche sulle Costruzioni le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione noti i valori dell’accelerazione orizzontale massima del terreno, del valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale e del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale forniti per ciascun nodo del reticolo di riferimento in cui è stato suddiviso il territorio nazionale, per l’intervallo di riferimento, nelle tabelle riportate nell’Allegato B delle nuove norme.

- **Legge 5 novembre 1971, n. 1086:** “Norme tecniche per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica” e successivi decreti applicativi;
- **D.P.R. 06/06/2001 n. 380:** Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- **Legge 5 novembre 1974, n. 64:** “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- **D.M. 14 gennaio 2008:** “Norme tecniche per le costruzioni”.
- **Circolare 02 Febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti:** “Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni»”.

Classificazione sismica del territorio secondo:

- **Ordinanza n. 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri:** “Primi elementi in materia di criteri per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e s.m.i.
- **D.G.R. n. 11-13058 del 19 Gennaio 2010:** “Aggiornamento ed adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. n. 3519/2006)”.

3.1. PERIODO DI RIFERIMENTO E DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE

Per la valutazione della sicurezza strutturale occorre preliminarmente determinare la vita nominale, la classe d'uso e il relativo periodo di riferimento.

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione straordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Per le opere progettate si è assunto una vita nominale V_N pari a 50 anni; per quanto riguarda la classe d'uso; si è assunto che la struttura sia in classe II, per la quale si ha un coefficiente d'uso $C_u = 1$.

Il periodo di riferimento per le azioni ambientali quali il vento e la neve risulta pertanto di:

50 anni

mentre il periodo di riferimento per l'azione sismica risulta quindi:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 50 \text{ anni}$$

4. ANALISI DEI CARICHI

Terreno (strato 1 – fino a 2.5m di profondità)

Massa volumica	$\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$
Coesione	$c' = 0$
Angolo di resistenza al taglio	$\phi' = 37^\circ$
Coefficiente di Winkler	$k_w = 20000 \text{ kN/m}^3$
Categoria sottosuolo	B

Pesi propri specifici degli elementi strutturali ed edili

Calcestruzzo armato	$\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$
---------------------	---------------------------------

Carichi permanenti sulle strutture portanti (sul singolo baggiolo)

Struttura meccanica della pesa	$q = 11.04 \text{ kN}$
--------------------------------	------------------------

IPE 300 x 3; L = 4,92 m; A = 0.0054517 m²; V = 0.08 m³; P = 6.28 kN

IPE 200 x 1; L = 1.5 m; A = 0.0028935 m²; V = 0.00434 m³; P = 0.34 kN

Lamiera piano pesa (7 mm); A = 7.373 m²; V = 0.052 m³; P = 4.08 kN;

Pilastro metallico di appoggio HEA360; A = 0.014504 m²; V = 0.0043512 m³; P = 0.34 kN

$$G2 = 4.08 + 6.28 + 0.34 + 0.34 = 11.04 \text{ kN}$$

Carichi variabili

Carico variabile puntuale	$q = 185.16 \text{ kN}$
---------------------------	-------------------------

$$20\,000 \text{ kg} = 196.2 \text{ kN}$$

$$196.2 - 11.04 = 185.16 \text{ kN}$$

Carico della neve

Carico applicato sulla pesa	$q = 1.38 \text{ kN/m}^2$
-----------------------------	---------------------------

La determinazione del carico neve agente sulla superficie della pesa è stata effettuata in riferimento D.M. 14/01/2008 par. 3.4. "Azioni della neve". Secondo tale norma il carico da neve q_s sulla copertura è dato dall'espressione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$$

dove:

- q_s è il carico da neve sulla copertura;
 μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
 q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo [kN/m²]
per un periodo di ritorno di 100 anni;
 C_E è il coefficiente di esposizione;
 C_t è il coefficiente termico.

Nel caso in esame, la struttura si localizza nella Zona I - Alpina (Comune di Nole (TO), Piemonte), ad una altezza sul livello del mare di 356 m per cui il corrispondente valore del carico da neve al suolo q_{sk} è pari a:

$$q_{sk} = 1.39 [1 + (a_s / 728)^2] = 1,72 \text{ kN/m}^2$$

Per quanto riguarda la determinazione del coefficiente di forma μ_i , esso dipende unicamente dall'angolo α formato dalla falda del tetto con l'orizzontale. Poiché la struttura in esame presenta un unico piano orizzontale, si può considerare un unico valore di tale coefficiente di forma che risulterà pari a 0,8.

$$q_s = 0,80 \times 1,72 \times 1,00 \times 1,00 = 1,38 \text{ kN/m}^2$$

Azione del vento

Non presente per elementi piani a livello del piano campagna.

Azione del Sisma

L'azione sismica è valutata utilizzando come spettro di risposta della struttura quello previsto dal D.M. 14/01/08 Norme tecniche sulle costruzioni. In termini di accelerazione l'espressione risulta:

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

$$S_u(T) = a_g \cdot \frac{S \cdot F_o}{q} \quad T_B \leq T < T_C$$

$$S_u(T) = a_g \cdot \frac{S \cdot F_o}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad T_C \leq T < T_D$$

$$S_u(T) = a_g \cdot \frac{S \cdot F_o}{q} \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \geq 0.2 a_g \quad T_D \leq T$$

Lo spettro può essere definito numericamente una volta noti i parametri:

- a_g Accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria D;
 F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
 T_c^* Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Questi dati sono ricavabili, per il reticolo geografico di riferimento, dai dati di pericolosità sismica disponibili e riportati nell'Allegato B del D.M. 14/01/08 una volta definita la vita di riferimento V_R della costruzione e la probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associata a ciascuno degli stati limite considerati da cui dipende il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni.

La struttura di cui trattasi è classificabile nella **Classe II** (Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti) del punto 2.4.2 delle NTC, mentre si può assumere che la vita nominale V_N debba essere ≥ 50 anni (tabella 2.4.I). Ne consegue che il periodo di riferimento per l'azione sismica sia $V_R = V_N * C_U = 50$ anni avendo assunto il coefficiente d'uso C_U pari a 1 dalla tabella 2.4.II. Al sisma di progetto (SLV) corrisponde una probabilità di superamento nel periodo di riferimento della struttura del 10% (tempo di ritorno T_R dell'azione sismica di 1424 anni).

Le coordinate della costruzione, sita nel Comune di Nole sono:

Longitudine: 7,577911

Latitudine: 45,245882

Definiti questi aspetti e note le coordinate del sito su cui erge la costruzione, si possono definire i valori di riferimento dello spettro di risposta:

Stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [sec]
SLV	1424	0.058	2.744	0.272

Gli altri parametri necessari per la definizione della accelerazione massima attesa al sito sono:

S = fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del terreno di fondazione e delle condizioni topografiche mediante la relazione.

$$S = S_s * S_t$$

S_s Coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.V D.M. 14/01/08) per terreno di categoria B assunto pari ad 1.2;

S_t Coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.VI D.M. 14/01/08) assunto pari ad 1 valido per categoria topografica T1.

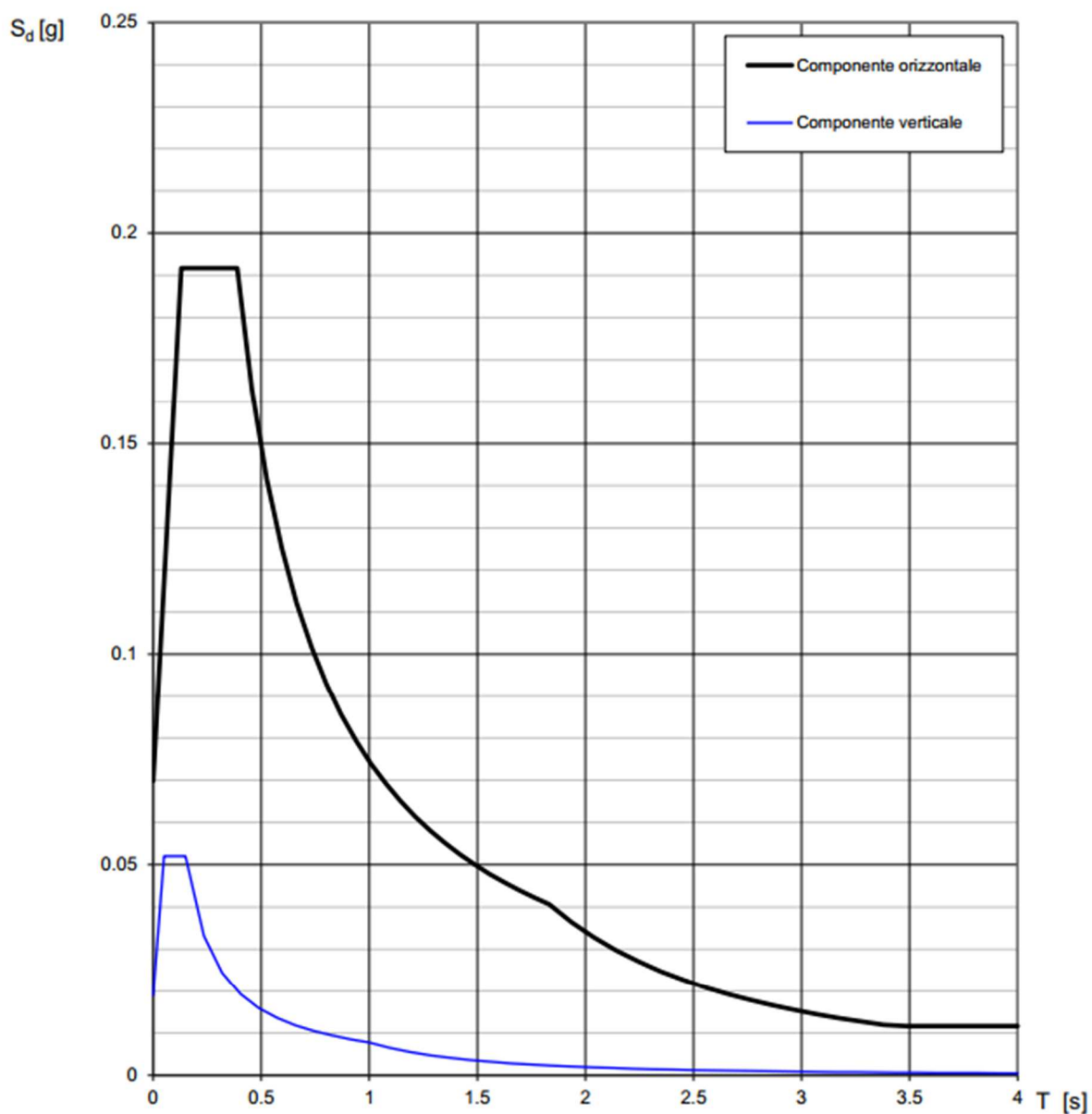
Il valore di accelerazione massima attesa al sito è valutato con la seguente relazione:

$$a_{max} = S_s * S_t * a_g$$

Questa è assunta pari a 0,070 g per le verifiche allo stato limite ultimo di salvaguardia delle vite umane (SLV). Le verifiche allo SLD non vengono svolte in quanto non vi sono elementi di interferenza in prossimità dell'opera in progetto. Segue la rappresentazione grafica degli spettri di risposta da Normativa.

Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver.1.0.2"

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



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

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.058 g
F_o	2.744
T_c	0.272 s
S_s	1.200
C_c	1.427
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.129 s
T_C	0.388 s
T_D	1.833 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.070
$T_B \leftarrow$	0.129	0.192
$T_C \leftarrow$	0.388	0.192
	0.457	0.163
	0.526	0.142
	0.595	0.125
	0.664	0.112
	0.732	0.102
	0.801	0.093
	0.870	0.086
	0.939	0.079
	1.007	0.074
	1.076	0.069
	1.145	0.065
	1.214	0.061
	1.283	0.058
	1.351	0.055
	1.420	0.052
	1.489	0.050
	1.558	0.048
	1.627	0.046
	1.695	0.044
	1.764	0.042
$T_D \leftarrow$	1.833	0.041
	1.936	0.036
	2.039	0.033
	2.142	0.030
	2.246	0.027
	2.349	0.025
	2.452	0.023
	2.555	0.021
	2.658	0.019
	2.762	0.018
	2.865	0.017
	2.968	0.015
	3.071	0.014
	3.174	0.014
	3.278	0.013
	3.381	0.012
	3.484	0.012
	3.587	0.012
	3.690	0.012
	3.794	0.012
	3.897	0.012
	4.000	0.012

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

5. IPOTESI DI CARICO E MODELLO STRUTTURALE

Le condizioni di carico considerate ai fini della verifica degli elementi strutturali portanti sono quelle previste dalla Normativa Italiana vigente e cioè:

- Peso proprio;
- Pesi permanenti;
- Carico della neve;
- Azione sismica.

I calcoli delle sollecitazioni sulla struttura sono stati svolti con l'ausilio di un elaboratore elettronico utilizzando il codice di calcolo "SAP 2000" che permette di risolvere strutture spaziali conducendo analisi statiche lineari, non lineari o dinamiche lineari e non lineari. Nel seguito viene riportata una breve descrizione del codice di calcolo impiegato.

5.1. **CODICE "SAP2000"**

5.1.1. **Origine e caratteristiche del codice di calcolo**

Come già indicato, il codice di calcolo impiegato è il "SAP 2000 static and dynamic finite element analysis of structure" versione advanced release n. 19.1 sviluppato dalla Computer and Structure Inc con sede in University Avenue 1995, Berkeley, California, USA e distribuito dalla CSI Italia srl con sede in Galleria San Marco n. 4 a Pordenone. Il software è concesso in uso allo studio ESSEBI Ingegneria.

5.1.2. **Affidabilità del codice di calcolo utilizzato**

I primi software della serie SAP per l'analisi di strutture con il metodo agli elementi finiti hanno fatto la loro comparsa sul finire degli anni cinquanta, sviluppato da un gruppo dell'università di Berkeley, specializzato nelle strutture di tipo civile e capeggiato dai professori Wilson e Bathe.

Il primo programma di analisi agli elementi finiti per uso civile utilizzabile su PC è stato SAP80, di ormai mitica memoria. Si trattava di un programma completamente riscritto dal prof. Edward Wilson in modo da far rientrare nelle limitatissime risorse dei PC di allora quello che precedentemente era un software pensato per computer "main frame". Di concerto con il sempre crescente sviluppo dell'hardware, SAP 80 si è a sua volta evoluto nelle versioni SAP90 ed oggi SAP2000.

Essendosi create le condizioni per l'utilizzo commerciale di questi programmi, è

nata a questo scopo nei primi anni ottanta la CSI, una azienda privata di Berkeley, facente capo ai professori Wilson e Habibullah.

Il software viene fornito con tutta la documentazione richiesta dal capitolo 10 del D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche sulle costruzioni"; in particolare viene fornito il manuale "SAP200 Analysis reference" contenente la descrizioni della teoria su cui si basano le diverse tipologie di analisi eseguibili (statica lineare e non lineare, dinamica lineare e non lineare, integrazione al passo, costruzioni per fasi successive, ecc..) e le formulazioni dei diversi elementi finiti implementati nel codice di calcolo (frame, cable, plate, membrane, shell, ishoparametric e solid). Con il software vengo anche forniti dei casi prova risolti con il codice di calcolo e con i metodi classici della scienza delle costruzioni confrontando l'errore tra le due diverse soluzioni.

5.1.3. Descrizione del codice di calcolo utilizzato

SAP2000 è un codice che permette di risolvere strutture spaziali con il metodo delle deformazioni.

In questa analisi si suppone che la struttura sia composta da elementi semplici compresi tra nodi. Ogni elemento può essere soggetto a spostamenti longitudinali, trasversali e rotazionali. A tali spostamenti corrispondono forze e momenti necessari per mantenere la struttura in tale condizione.

Tale metodo può essere applicato a strutture composte da ogni tipo di elemento e non è limitativo quanto a forma o particolari materiali. Non è necessario che le caratteristiche degli elementi restino costanti tra i nodi.

5.2. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

5.2.1. Analisi statica

L'analisi statica necessaria per la verifica dei vari elementi strutturali viene condotta utilizzando il metodo semiprobabilistico agli stati limite, in particolare le varie azioni, per i diversi stati limite considerati, sono state combinate con la seguente espressione:

Verifiche allo SLU

$$F_d = \gamma_{g1} G_1 + \gamma_{g2} G_2 + \gamma_q \left[Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} \psi_{oi} Q_{ki} \right]$$

Dove:

G_1 = il valore caratteristico dei pesi propri;

G_2 = il valore caratteristico dei pesi permanenti portati;

Q_{1k} = il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

Q_{ki} = il valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti;

$\gamma_{g1} = 1.3$ (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\gamma_{g2} = 1.5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\gamma_q = 1.5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

ψ_{oi} = coefficiente di combinazione allo slu per azioni variabili pari a 0.70;

ψ_{oi} = coefficiente di combinazione allo slu per l'azione del vento pari a 0.60;

ψ_{oi} = coefficiente di combinazione allo slu per l'azione della neve pari a 0.50;

5.2.2. Analisi pseudo-statica

La progettazione della struttura viene eseguita con riferimento agli SLU (in accordo con il punto 8.3 del D.M. 14/01/2008) ed allo SLV. La verifica per quest'ultima viene effettuata considerando la seguente combinazione dell'azione sismica con le altre azioni:

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

Dove:

E azione sismica per lo stato limite in esame;

G_1 peso proprio della struttura;

G_2 carichi permanenti portati al valore caratteristico;

P_k Valore caratteristico dell'azione di precompressione;

ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili (tabella 2.5.I NTC);

Q_{ki} valore caratteristico delle azioni variabili.

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

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

Trattandosi di una struttura interrata, si adopera un'analisi pseudo-statica condotta mediante il Metodo di Monobe Okabe il quale permette di ricavare la spinta del terreno in condizioni sismiche, ottenendo una forza statica equivalente generata dalla pressione del terreno sul muro. Il metodo di Monobe Okabe fornisce un coefficiente di spinta attiva (K_a)

che comprende la spinta del sisma, mentre in condizioni statiche si usa il coefficiente di spinta a riposo (K_0), in quanto si assume che il terreno non si possa spostare.

5.3. MODELLO STRUTTURALE

Il modello strutturale adottato per la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione e spostamento in condizioni statiche e sismiche presenta le seguenti particolarità:

- Schematizzazione del terrapieno mediante shell thick;
- Piano di fondazione costituito da platea. Il suolo è schematizzato con comportamento alla Winkler e il coefficiente di reazione è stato assunto pari a 20000 kN/m^3 .

Segue una rappresentazione grafica del modello.

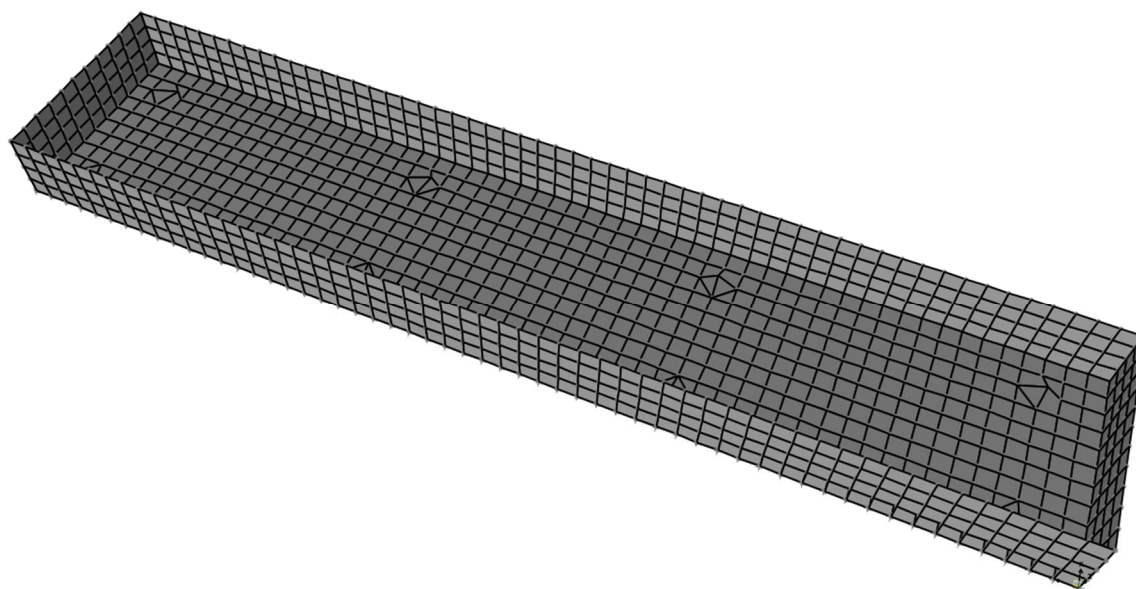


Fig. 1: vista 3D del modello numerico

6. VERIFICA DELLE STRUTTURE IN PROGETTO

6.1. VERIFICHE DI RESISTENZA

Si riportano a seguire i calcoli svolti per il dimensionamento delle armature del terrapieno. Le sollecitazioni sono ottenute direttamente da SAP2000.

6.1.1. Platea di fondazione

Si sono individuate delle fasce più sollecitate stanti in prossimità dei punti di appoggio della pesa: a seguire una rappresentazione grafica. Tali zone sono limitate a due fasce longitudinali, tangenti alle pareti, della larghezza di 150cm e 4 fasce trasversali della larghezza di 200cm in corrispondenza dei punti di appoggio dei pilastri della pesa.

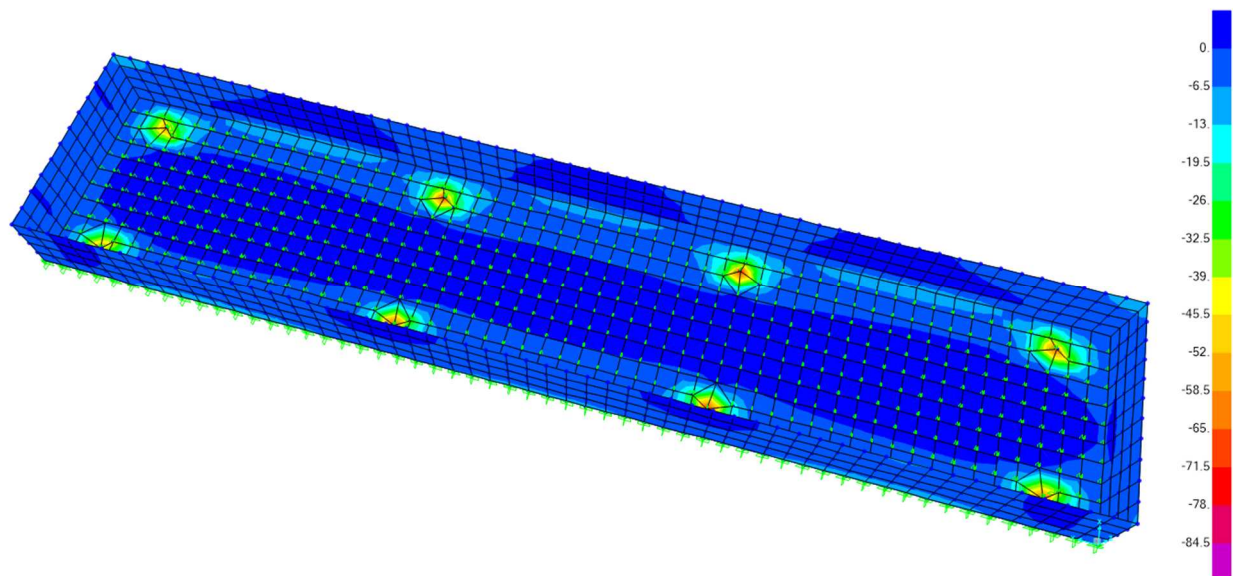


Fig. 2: M11_min_SLU_inv. Maggior sollecitazione nelle due fasce longitudinali.

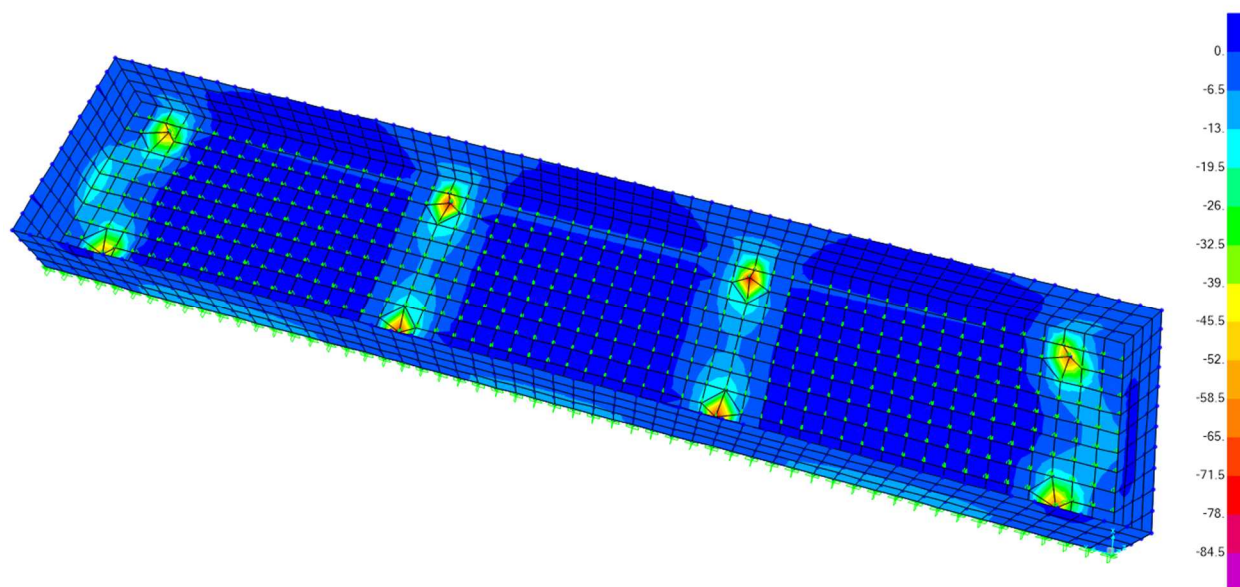


Fig. 3: $M_{22_min_SLU_inv}$. Maggior sollecitazione nelle 4 fasce trasversali.

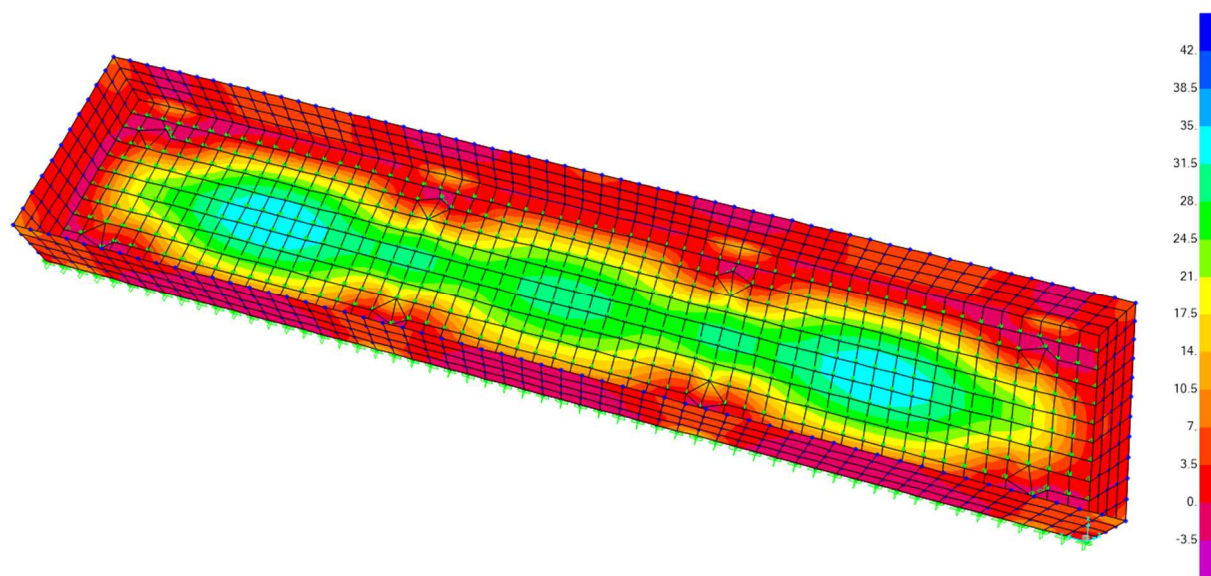


Fig. 4: $M_{11_max_SLU_inv}$.

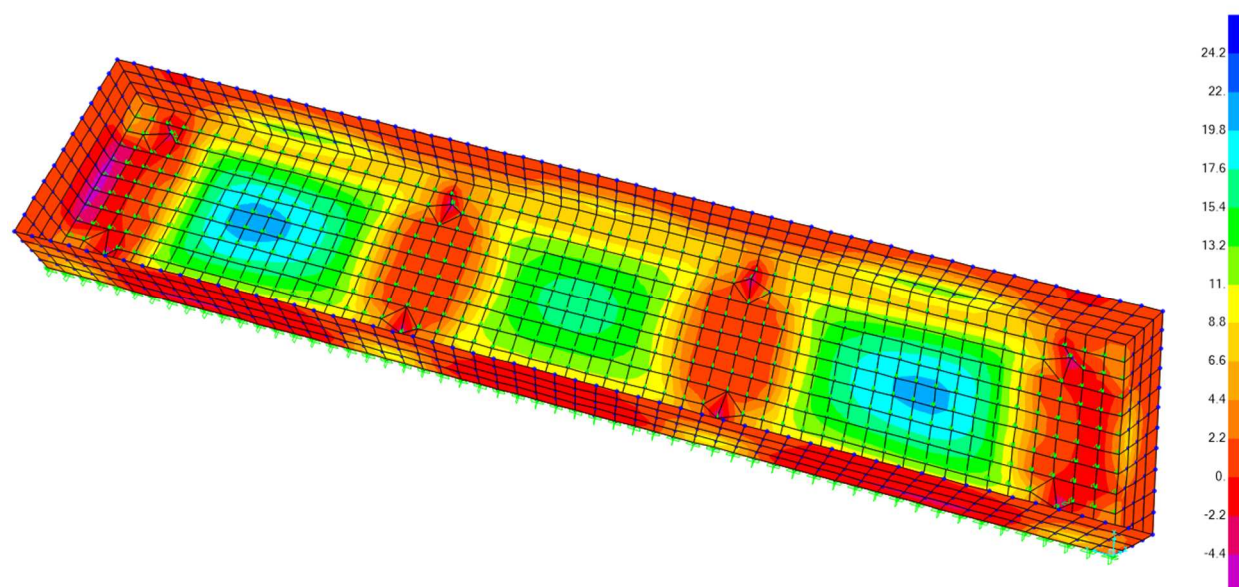


Fig. 5: $M_{22_max_SLU_inv}$.

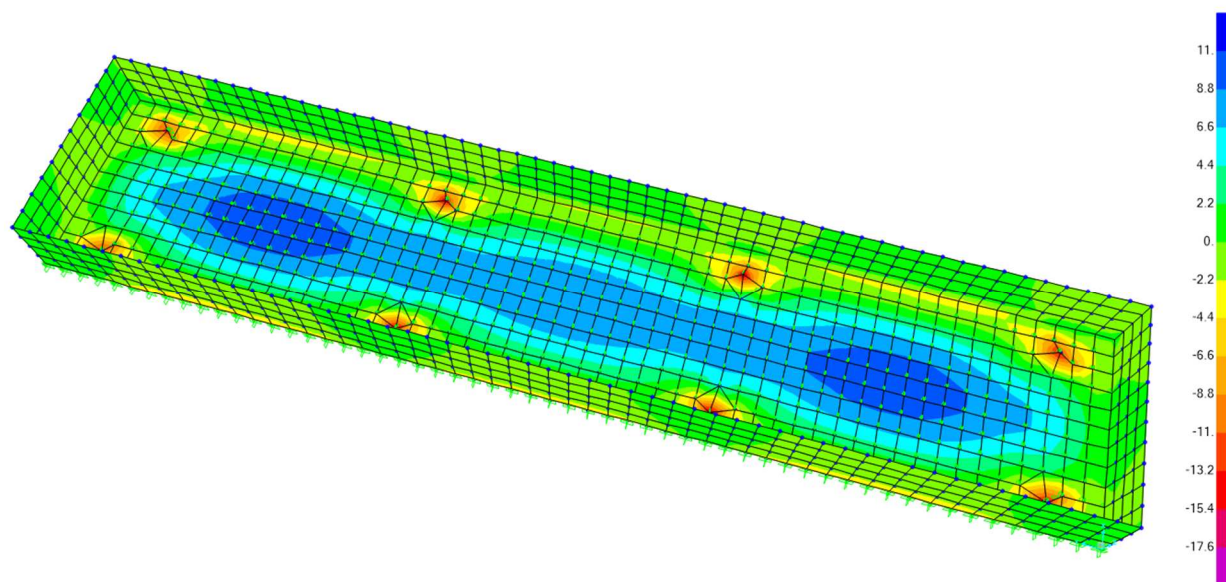


Fig. 6: M_{11_SLV} . Maggior sollecitazione nelle due fasce longitudinali.

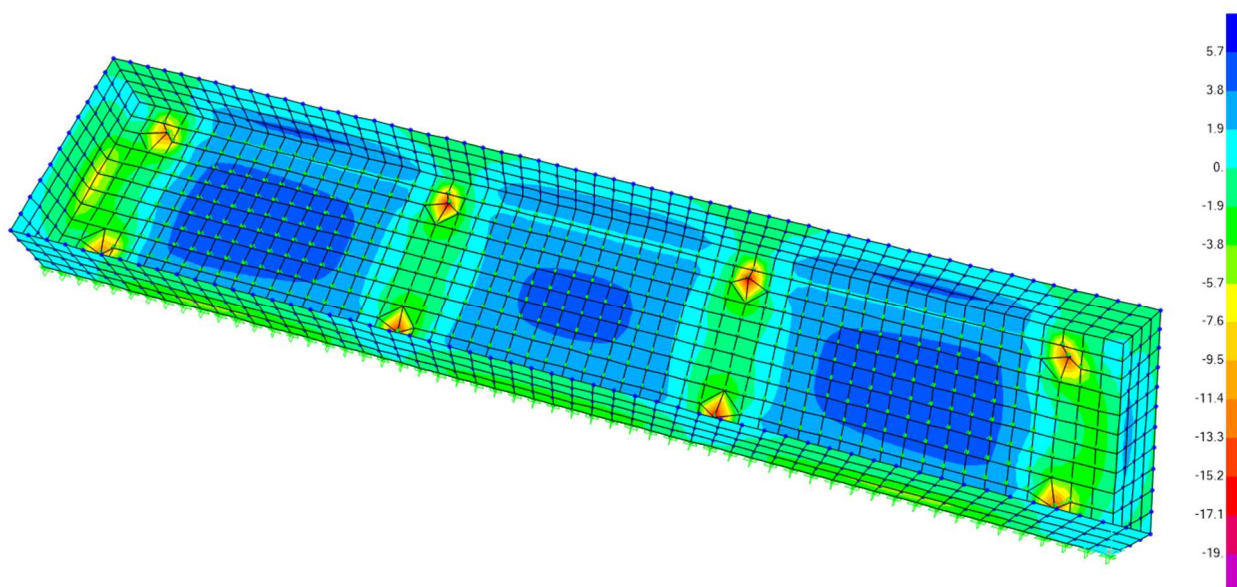


Fig. 7: M22_SLV. Maggiore sollecitazione nelle 4 fasce trasversali.

Armatura inferiore

Nelle zone al di fuori delle aree maggiormente sollecitate, sopra individuate, si dispone 1Φ12/20. Tale armatura è in grado di resistere alle sollecitazioni presenti.

$$M_{sd} = 20 \text{ kNm/m}$$

$$A_{s,o} = \frac{M_{sd}}{0.9 * d * f_{yd}} = \frac{20 * 10^6}{0.9 * 250 * 391.3} = 227.2 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 5\Phi 12 = 565.2 \text{ mm}^2$$

Armatura inferiore – Fasce infittimento

Nelle aree maggiormente sollecitate, sopra individuate, si prevede un infittimento delle armature: si dispone 1Φ12/10. Tale armatura è in grado di resistere alle sollecitazioni presenti.

$$M_{sd} = 90.86 \text{ kNm/m}$$

$$A_{s,o} = \frac{M_{sd}}{0.9 * d * f_{yd}} = \frac{90.86 * 10^6}{0.9 * 250 * 391.3} = 1032 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 10\Phi 12 = 1130.4 \text{ mm}^2$$

Armatura superiore

Per la parte superiore delle armature non si dispongono zone d'infittimento, prevedendo 1Φ12/20 su tutta la superficie. Tale armatura è in grado di resistere alle sollecitazioni presenti.

$$M_{sd} = 40.548 \text{ kNm/m}$$
$$A_{s,o} = \frac{M_{sd}}{0.9 * d * f_{yd}} = \frac{40.548 * 10^6}{0.9 * 250 * 391.3} = 460.6 \text{ mm}^2$$
$$A_s = 5\Phi 12 = 565.2 \text{ mm}^2$$

Armatura minima

La quantità di armatura minima A_{min} è soddisfatta avendo:

$$A_{min} = 0.002 * A_c = 0.002 * 1000 * 300 = 600 \text{ mm}^2$$
$$A_{min,prevista} = 565.2 + 565.2 = 1130.4 \text{ mm}^2$$

6.1.2. Pareti

L'armatura a flessione delle pareti è uguale sui due livelli e pari a 1Φ10/20.

$$M_{sd} = 18.6 \text{ kNm/m}$$
$$A_{s,o} = \frac{M_{sd}}{0.9 * d * f_{yd}} = \frac{18.6 * 10^6}{0.9 * 250 * 391.3} = 211.3 \text{ mm}^2$$
$$A_s = 5\Phi 10 = 392.5 \text{ mm}^2$$

Armatura minima

La quantità di armatura minima A_{min} è soddisfatta avendo:

$$A_{min} = 0.002 * A_c = 0.002 * 1000 * 300 = 600 \text{ mm}^2$$
$$A_{min,prevista} = 392.5 + 392.5 = 785 \text{ mm}^2$$

Sui muri perimetrali insiste inoltre un'azione di taglio, pari a:

$$V_{Ed} = 21.75 \text{ kN}$$

Il taglio resistente per una sezione non armata a taglio si calcola nel seguente modo:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d \geq V_{min} b_w d$$

Dove:

$$b_w = 1000 \text{ mm};$$

$$d = 250 \text{ mm};$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.8944$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx}\rho_{ly}} = 0.002$$

Si ottiene:

$$V_{Rd,c} = 97,25 \text{ kN} \geq V_{min} b_w d$$

$$V_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.456 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{min} b_w d = 114 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \mathbf{114 \text{ kN}}$$

La sezione risulta verificata in quanto si ha:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = \frac{21.75}{114} = 0.19 < 1$$

6.1.3. **Baggiolo**

L'elemento è sottoposto a solo sforzo normale: si prevede pertanto solo l'armatura di confinamento del calcestruzzo pari a 8Φ12.

Si verifica inoltre lo schiacciamento dell'elemento nel seguente modo.

Il carico assiale di progetto si ottiene nel seguente modo:

$$N_{Sd} = \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} = 1.5 * 196.2 + 1.5 * 0.5 * 10.2 = 302 \text{ kN}$$

Per un calcestruzzo di classe C25/30 si ha:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck} * \alpha_{cc}}{\gamma_c} = \frac{25 * 0.85}{1.5} = 14.17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

L'appoggio minimo consentito dell'elemento meccanico della pesa, il quale trasmette il carico verticale, viene determinato nel seguente modo:

$$\text{Pressione agente per un'area di contatto } 15 \times 15 \text{ cm: } \sigma_{pil} = \frac{302000}{150 * 150} = 13.42 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Un appoggio 15x15 cm risulta quindi compatibile con i carichi trasmessi al pilastro, risultando:

$$f_{cd} > \sigma_{pil}$$

6.1.4. **Punzonamento platea**

La verifica a punzonamento viene eseguita secondo quanto prescritto dall'Eurocodice 2 [§6.4]. Devono risultare positive le seguenti verifiche:

VERIFICA 1: lungo il perimetro dell'area caricata (piastra da base)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

VERIFICA 2: lungo il perimetro di verifica posto a distanza $2d$ dall'area caricata

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

Si hanno le seguenti caratteristiche:

- Geometria:
 - Spessore della fondazione: $h = 300 \text{ mm}$
 - Copriferro: $c = 50 \text{ mm}$
 - Dimensione del baggiolo: $c_1 \times c_2 = 600 \times 600 \text{ mm}$
 - Armatura della platea: $\Phi 12/20 \text{ cm}$ in entrambe le direzioni X e Y

- Sollecitazioni:

- Sforzo normale agente: $N_{ek,pesa} = 196.2 \text{ kN}$; $N_{ek,neve} = 10.2 \text{ kN}$
- Coefficiente di sicurezza a SLU: $\gamma_Q = 1.5$
- Sforzo normale di progetto:

$$N_{Sd} = \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} = 1.5 * 196.2 + 1.5 * 0.5 * 10.2 = 302 \text{ kN}$$

- Azioni del terreno: il terreno in compressione genera una spinta a sua volta verso l'alto riducendo il carico verticale punzonante agente. Si determina a tal proposito la pressione agente su un'area di terreno delimitata dal perimetro distante $2d$ dal pilastro e pari a $S_p = 2.2671 \text{ m}^2$.

Dal programma di calcolo si ottiene un abbassamento al di sotto del pilastro pari a $S_z = -0.004336 \text{ m}$ nella configurazione SLU_inviluppo, il quale permette di individuare la pressione agente:

$$\sigma_{td} = \varepsilon_z * K_w = 0.004336 * 20000 = 86.72 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

L'azione verticale punzonante è uguale a:

$$V_{Pd} = N_{Sd} - \sigma_{td} S_p = 302 - 86.72 * 2.2671 = \mathbf{105.4 \text{ kN}}$$

L'altezza utile della fondazione è pari a:

$$d = h - c = 300 - 50 = 250 \text{ mm}$$

Il numero di barre intercettate dalla sezione di piastra di larghezza consigliata, pari alla larghezza del pilastro più tre volte d su ciascun lato, è pari a $n_b = 6$. L'area di ciascuna barra di ferro longitudinale ($\Phi 12$), in entrambe le direzioni X e Y è pari a:

$$A_{1,lx} = 113 \text{ mm}^2$$

$$A_{1,ly} = 113 \text{ mm}^2$$

Il rapporto geometrico di armatura vale pertanto:

$$\rho_{lx} = \rho_{ly} = \frac{n_b * A_{lx}}{(c_1 + 3d) * d} = \frac{n_b * A_{ly}}{(c_2 + 3d) * d} = \frac{6 * 113}{1350 * 250} = 0.002$$

Il perimetro della piastra di base vale:

$$u_0 = 2(c_1 + c_2) = 2400 \text{ mm}$$

Il perimetro di verifica a punzonamento è posto a $2d$ dalla piastra di base del baggiolo. Il baggiolo in analisi si trova nell'angolo della platea e non vi è un momento applicato, quindi non è presente eccentricità del carico. Essendo la lunghezza delle campate adiacenti circa uguali (differenze minori del 25%), si assume $\beta = 1.5$.

Il taglio di punzonamento agente vale:

$$V_{ed} = \beta \frac{V_{Pd}}{u_0 d} = 1.5 * \frac{105.4 * 10^3}{2400 * 250} = \mathbf{0.2635 \text{ N/mm}^2}$$

Il massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento è pari a:

$$V_{Rd,max} = 0.5 v f_{cd} = 0.5 * 0.5 * \frac{0.85 * 25}{1.5} = \mathbf{3.54 \text{ N/mm}^2}$$

La verifica 1 risulta pertanto soddisfatta.

La tensione massima di taglio presente sul perimetro di base posto a distanza $2d$ vale:

$$V_{ed,2d} = \beta \frac{V_{Pd}}{u_1 d} = 1.5 * \frac{105.4 * 10^3}{2360 * 250} = \mathbf{0.2680 \text{ N/mm}^2}$$

La resistenza a punzonamento senza armatura a taglio-punzonamento è data da:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \geq V_{min}$$

Dove:

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.8944$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \rho_{ly}} = 0.002$$

Si ottiene:

$$V_{Rd,c} = 0.389 \text{ N/mm}^2 \geq V_{min}$$

$$V_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.456 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,c} = V_{min} = 0.456 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta quindi soddisfatta in quanto:

$$\frac{V_{ed,2d}}{V_{Rd,c}} = \frac{0.268}{0.456} = 0.59 < 1$$

6.2. VERIFICHE IN ESERCIZIO

Non vengono svolte ulteriori verifiche allo stato limite di esercizio in quanto la struttura risulta priva di interferenze con altre strutture.

6.3. VERIFICHE GEOTECNICHE

6.3.1. Determinazione capacità portante

Per le verifiche geotecniche si fa riferimento alla relazione geologico-geotecnica redatta dal geologo Michelangelo Di Gioia.

Si riportano di seguito la stratigrafia e i parametri geotecnici dei terreni presenti nell'area di realizzazione delle opere.

Strato	Profondità (m da p.c.)	Litologia
1	0,0 - 2,5	Ghiaia e sabbia grossolana mediamente addensata
2	> 2.5	Ghiaia e sabbia molto addensata
3		Sabbia grossolana molto addensata

Litologia	γ (kN/m³)	c (kg/cm²)	ϕ' (°)
Strato 1	18.50	0.00	37
Strato 2	19.00	0.00	39
Strato 3	19.00	0.00	39

Per la verifica geotecnica allo SLU di capacità portante si utilizza l'Approccio 1 con Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (combinazione generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico), dove i coefficienti da impiegare sono:

A2 coefficienti parziali per le azioni ricavabili dalla tabella 6.2.I del D.M.14/01/08 valevoli 1.0 per i carichi permanenti strutturali come il peso proprio del muro e 1.3 per i carichi variabili a sfavore di sicurezza.

M2 coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno ricavabili dalla tabella 6.2.II del D.M. 14/01/08, da applicare al caso in progetto alla tangente dell'angolo di resistenza al taglio e al peso dell'unità di volume, ottenendo rispettivamente: $\gamma_{\phi'}=1.25$ e $\gamma_{\gamma}=1.0$.

R2 coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi per fondazioni superficiali, ricavabile dalla tabella 6.4.I del D.M. 14/01/2008, pari a $\gamma_r=1.8$ per la verifica geotecnica di capacità portante.

Si è quindi proceduto a calcolare la capacità portante del terreno considerando una porzione di area della platea di fondazione.

Considerando che il terreno di fondazione è costituito da depositi sabbioso-ghiaiosi con matrice sabbiosa, la verifica della capacità portante è stata effettuata adottando la soluzione di BRINCH-HANSEN (1970). L'analisi è svolta in condizioni drenate, avendo rilevato il livello della superficie piezometrica al di sotto del piano di posa della fondazione: il piano di falda si trova a circa 5.5 metri dal piano campagna, ed avendo ipotizzato come possibile una sua risalita dell'ordine di 1.5 metri, esso può essere assunto a 4 metri di profondità e quindi al di sotto del piano di posa della fondazione posto a 1.3 metri.

Si assumono i seguenti coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno, considerando la colonna M2.

Grandezza	Valori caratteristici	Coefficienti M2	Valori di calcolo
$\tan\phi'$	0.645rad ($\phi = 37.00^\circ$)	$\gamma_\phi = 1.25$	0.542rad ($\phi = 31.08^\circ$)
γ	18.50	$\gamma_\gamma = 1.00$	18.50

Dove:

$$\tan\phi'_d = \frac{\tan\phi'}{\gamma_\phi} = \frac{0.7535}{1.25} = 0.6028$$

$$\arctan(0.6028) = 31.08^\circ = \phi'_d$$

Stima capacità portante in condizioni drenate (Tensioni efficaci)

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

Dove:

q_{lim}	Portata unitaria agente sul piano di fondazione che determina la rottura del terreno per raggiunto limite della resistenza al taglio;
γ	Peso di volume efficace del terreno sotto il piano di fondazione;
c'	Coesione drenata;
$N_\gamma \ N_c \ N_q$	Fattori di capacità portante;
$s_\gamma \ s_c \ s_q$	Fattori di forma della fondazione;
$i_\gamma \ i_c \ i_q$	Fattori correttivi per inclinazione carico;
$b_\gamma \ b_c \ b_q$	Fattori correttivi per inclinazione base fondazione;
$g_\gamma \ g_c \ g_q$	Fattori correttivi per inclinazione piano campagna;

$d_c d_q$ Fattore dipendente dalla profondità del piano campagna.

La capacità portante del terreno è stata valutata tramite la formulazione di Brinch Hansen ($\phi'_d = 31.08^\circ$):

$$\begin{aligned} N_c &= 32.67 & B &= 1,00 \text{ m} & c' &= 0 \text{ kPa} \\ N_\gamma &= 25.99 & D &= 1,30 \text{ m} \\ N_q &= 20.63 & q &= 18.5 \times 1.3 = 24.05 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Per il calcolo del contributo alla capacità portante dovuta all'approfondimento verrà considerato il peso di volume del terreno del primo strato ($\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$) situato fino a una profondità di -1,3 m, su fondazione NON nastriforme con impronta pari a 100 x 100 cm. Il sovraccarico dovuto al traffico transitante a lato del terrapieno non è considerato, a favore di sicurezza.

$$s_\gamma = s_q = 1 + 0.1 \frac{1 + \sin \phi' B}{1 + \sin \phi' L} = 1 + 0.1 \frac{1 + \sin(31.08) * 1}{1 + \sin(31.08) * 1} = 1.1$$

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{1 + \sin \phi' B}{1 + \sin \phi' L} = 1 + 0.2 \frac{1 + \sin(31.08) * 1}{1 + \sin(31.08) * 1} = 1.2$$

$$\begin{aligned} q_{lim} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q = \\ &= 0.5 \times 18.5 \times 1.0 \times 25.99 \times 1.1 + 24.05 \times 20.63 \times 1.1 = 810.2 \text{ kPa} \end{aligned}$$

A favore di sicurezza si può trascurare l'effetto del sovraccarico laterale, ottenendo quindi: $q_{lim} = 0.5 \times 18.5 \times 1.0 \times 25.99 \times 1.1 = 264.45 \text{ kPa}$

A cui corrisponde una capacità portante di calcolo di:

$$q_d = \frac{q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{264.45}{1.8} = 146.9 \text{ kPa}$$

Calcolo tensioni agenti sul terreno

Il modello strutturale adottato in questa analisi è composto da elementi semplici compresi tra nodi, vincolati al terreno da una serie di molle alla Winkler.

Il valore di calcolo della rigidezza verticale delle molle è stato assunto pari a $K_v = 20000 \text{ kN/m}^3$.

Le sollecitazioni scaricate sul terreno sono state calcolate moltiplicando il valore dello spostamento per il coefficiente di rigidezza verticale delle molle.

Lo spostamento verticale massimo della fondazione in condizioni GEO e SLV_GEO (ricavato direttamente dal codice di calcolo SAP2000) risulta pari a:

$$S_{max} = -0,003638 \text{ m}$$

a cui corrisponde un valore di sollecitazione di compressione di servizio pari a:

$$q_s = 0,003638 \times 20000 = 72.76 \text{ kPa}$$

Il corrispondente valore del coefficiente di sicurezza nei confronti della capacità portante risulta:

$$F = q_s / q_d = 72.76 / 146.9 = 0,5 < 1,0 \quad \text{verifica soddisfatta – Condizioni Drenate}$$

7. CONCLUSIONI

La presente relazione descrive i calcoli eseguiti per la verifica del terrapieno ospitante la pesa pubblica del Comune di Nole (TO), realizzata in calcestruzzo armato.

La struttura calcolata risulta verificata ai sensi delle normative vigenti per i carichi previsti in progetto.

Il tecnico
Ing. Renato Barra