



PROGETTO ESECUTIVO

AMPLIAMENTO DEL LICEO CORRADINI DI THIENE

CIG 6885106934 - CUP F11E16000120005

Oggetto

Relazione Geotecnica

Documento:

R03

rev1

Data

12/12/2018

Scala

1:50

Nome file

52_17_ESE_ST_R_03_01

COORDINATORE DEL GRUPPO DI PROGETTAZIONE INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

ing. Zoncheddu Flavio

PROGETTO ARCHITETTONICO

ing. Zoncheddu Flavio
coll. arch. Alice Orlando

INDAGINI GEOLOGICHE ED AMBIENTALI

geol. Giovanni Dalla Valle

CALCOLI STRUTTURALI

ing. Paolo Franchetti

PROGETTAZIONE IMPIANTISTICHE

ing. Marco Battocchio

SISTEMAZIONI ESTERNE E VIABILITÀ

ing. Andrea Zanon

COORD. SICUREZZA PROGETTAZIONE

geom. Farronato Nicola

PROGETTAZIONE ACUSTICA

ing. Filippo Busato

R.U.P.: arch. Simone Picelli

ATP: MANDATARIA

ZONCHEDDU E ASSOCIATI

Zoncheddu - Brunello - Zanon - Battocchio - Andriollo - Farronato

ATP: MANDANTI

FRANCHETTI S.r.l.

arch. ALICE ORLANDO

ing. FILIPPO BUSATO

geol. GIOVANNI DALLA VALLE

Revisione		Causale	Disegnato	Verificato
0	25/10/18	prima emissione	MM	AB
1	12/12/2018	validazione	MM	AB
2				

1 INDICE

1	INDICE.....	2
1.1	Indice delle figure.....	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3	Materiali impiegati.....	5
3.1	CALCESTRUZZO.....	5
3.2	ACCIAIO DA C.A.	5
3.3	ACCIAIO DA CARPENTERIA.....	6
4	RELAZIONE GEOTECNICA.....	7
4.1	MODELLO GEOTECNICO.....	7
4.2	STRUTTURE DI FONDAZIONE.....	9
4.2.1	Premesse.....	9
4.2.2	Capacità Portante.....	9
4.3	APPROCCIO PROGETTUALE:.....	10
4.4	Valutazione dei cedimenti.....	10
5	progetto e verifica delle FONDAZIONI	11
6	progetto e verifica dei muri di sostegno	16
6.1	Muro Nord.....	16
6.1.1	Geometria muro e fondazione.....	16
6.2	Progetto e verifica del muro di sostegno.....	17
6.2.1	Calcolo della spinta sul muro.....	17
6.2.2	Combinazioni di carico	19
6.2.3	Impostazioni di analisi	20
6.2.4	Analisi sismica.....	20
6.2.5	Tipi di analisi prodotte	20
6.3	Risultati dell'analisi.....	24
6.4	Muro Ovest.....	27
6.4.1	Geometria muro F e fondazione.....	27
6.5	Muro Sistemazioni esterne.....	31
6.5.1	Geometri dei muri riguardanti le sistemazioni esterne.....	31

1.1 Indice delle figure

Figura 1: Correlazioni Cu - NSPT	7
Figura 2: Correlazioni - NSPT.....	8

Figura 3 – Coefficienti parziali sui parametri geotecnici.....	11
Figura 4 – Modello FEM delle fondazioni.....	12
Figura 5 – Modulo di reazione verticale del terreno.....	12
Figura 6 – Taglio agente in fondazione.....	13
Figura 7 – Momenti agenti in fondazione.....	13
Figura 8 – Sezione 1: localizzazione Dettaglio E.....	16
Figura 9 – Risultati dell'analisi.....	24
Figura 10 – Sezione 1: localizzazione Dettaglio F.....	27
Figura 11 – Risultati dell'analisi.....	28
Figura 12 – Sezione 1: localizzazione Dettaglio F.....	31
Figura 13 – Risultati dell'analisi.....	31

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Legge n. 64 del 02/02/1974: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D.M. 9 gennaio 1996: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- Circolare Min. LL.PP. n. 252 del 15 ottobre 1996: Istruzioni per l'applicazione "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 09.01.1996;
- D.M. 16 gennaio 1996: Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- Circolare Min. LL.PP. n. 156 del 04 luglio 1996: Istruzioni per l'applicazione "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 gennaio 1996;
- ENV 206: Calcestruzzo – Prestazioni, produzione, getto e criteri di conformità;
- EC 2: Progettazione delle strutture cementizie; P. 1: Regole generali e regole per gli edifici;
- EC 7: Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali;
- OPCM 3274 della Presidenza Consiglio dei Ministri del 25 marzo 2003: Normativa sismica;
- DGR – Regione Veneto n. 3645 del 28.11.2003: Allegato A "Categorie di edifici di interesse strategico e opere infrastrutturali di rilievo fondamentale per la protezione civile; Allegato B "Categorie di edifici e opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso"; Allegato C "Indicazioni per le verifiche tecniche da effettuarsi su edifici e opere strategiche o importanti, ai sensi di quanto previsto ai commi 3 e 4 dell'art. 2 dell'ordinanza 3274/2003";
- OPCM 3362 del 08.07.2004: Modalità di attivazione Fondo per investimenti straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri istituito ai sensi dell'art. 32-bis del decreto legge 30 settembre 2003, n. 269 convertito, con modificazioni, dalla legge 24;
- OPCM 3431 del 03.05.2005: Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.03.2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- DPCM 06/06/2005: Assegnazione alla Regione Veneto di risorse finanziarie ai sensi dell'art. 32-bis del decreto legge 30 Settembre 2003, n. 269, convertito con modificazioni dalla legge 24 Novembre 2003, n. 326;
- DGR – Regione Veneto n. 2954 del 11.10.2005: Graduatoria delle verifiche tecniche (OPCM 3362/04, art. 1, c. 4, lettera a) finanziate con DPCM in data 6 giugno 2005;
- OPCM 3519 del 28.04.2006: Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone;
- D.M. 17 Gennaio 2018: Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

3 MATERIALI IMPIEGATI

3.1 CALCESTRUZZO

CONDIZIONI AMBIENTALI

- R Ambiente poco aggressivo
- Umidità relativa strutture di fondazione: RH = 80%
- Umidità relativa strutture in elevazione: RH = 50%
- Condizioni ambientali: ordinarie
- Classe di esposizione per strutture di fondazione XC2
- Classe di esposizione per strutture in elevazione XC1
- Armatura: lenta (poco sensibile alla corrosione)
- Apertura delle fessure strutture di fondazione: $\leq w_1$
- Apertura delle fessure strutture in elevazione: $\leq w_2$
- Copriferro minimo per pilastri, pareti 45mm
- Copriferro minimo travi 40mm
- Copriferro minimo per solai 30mm

VALORI ASSUNTI PER IL CALCOLO

- Resistenza cubica caratteristica a compressione R_{ck} 35 N/mm²
- Resistenza cilindrica caratteristica a compressione f_{ck} 28 N/mm²
- Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk,0.05}$ 1.98 N/mm²
- Modulo di elasticità secante E_{cm} 32.588 N/mm²
- Resistenza a compressione di calcolo f_{cd} 15.87 N/mm²
- Deformazione massima a rottura per flessione ε_c 0,35%
- Deformazione massima a rottura per compressione ε_c 0,20%
- Deformazione massima a rottura per trazione ε_t 0,015%
- Resistenza a trazione f_{ctd} 1,32 N/mm²

3.2 ACCIAIO DA C.A.

BARRE DI ACCIAIO CONTROLLATE IN STABILIMENTO

- Tipo B450C
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 450$ N/mm²
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540$ N/mm²
- Allungamento $(A_{gt})_k \geq 7,5$ %
- Rapporto $(f_t/f_y)_k \geq 1,15$ e $< 1,35$
- Rapporto $(f_y/f_{ynom})_k \leq 1,25$
- Sovrapposizioni barre ≥ 50 diametri

RETI E TRALICCI DI ACCIAIO ELETTROSALDATI

- Tipo B450C
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 450$ N/mm²
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540$ N/mm²
- Allungamento $(A_{gt})_k \geq 7,5$ %
- Rapporto $(f_t/f_y)_k \geq 1,15$ e $< 1,35$

- Rapporto $(f_y/f_{ynom})_k$ $\leq 1,25$
- Sovrapposizioni ≥ 2 maglie

VALORI ASSUNTI PER IL CALCOLO

- Tensione caratteristica di snervamento (rottura conv.) $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura convenzionale $f_{tk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo $f_{yd} = 390 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità $E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione massima a snervamento $\varepsilon_{yd} = 0,2\%$
- Deformazione massima a rottura $\varepsilon_{ys} = 1,0\%$

3.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA

PER PROFILATI, BARRE, LARGHI PIATTI E LAMIERE ($t \leq 40 \text{ mm}$)

- Tipo S275
- Tensione di rottura a trazione $f_t \geq 430 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento $f_y \geq 275 \text{ N/mm}^2$
- Allungamento percentuale a rottura $\varepsilon_t \geq 24\%$

PER PROFILI CAVI

- Tipo S275
- Tensione di rottura a trazione $f_t \geq 430 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento $f_y \geq 275 \text{ N/mm}^2$
- Allungamento percentuale a rottura $\varepsilon_t \geq 21\%$

VALORI ASSUNTI PER IL CALCOLO

- Resistenza caratteristica $f_{yk,c} = 275 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità $E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione massima a snervamento $\varepsilon_{yd} = 0.2\%$
- Deformazione massima a rottura $\varepsilon_{ys} = 1.0\%$

4 RELAZIONE GEOTECNICA

I successivi paragrafi sono un'estratto del documento: "Relazione geologica, idreogeologica e geotecnica" redatto dal Dr. Geol. Dalla Valle Giovanni e Dr. Geol. Tundo Umberto, in data Aprile 2018.

4.1 MODELLO GEOTECNICO

Partendo dai dati ottenuti dalla relazione Geologica ed interpretando con i metodi riportati in seguito i dati ottenuti dalle indagini penetrometriche è stato prodotto un modello geotecnico che meglio approssima i dati di campagna.

Per la caratterizzazione geotecnica dei litotipi di natura coesiva, sono stati utilizzati metodi di calcolo riconducibili a vari autori, come riportato in *Fig.5 - Correlazioni $C_u - N_{SPT}$* .

La valutazione della coesione non drenata (C_u) dei terreni di natura prevalentemente coesiva, è stato adottato il metodo proposto da Terzaghi e Peck (1948).

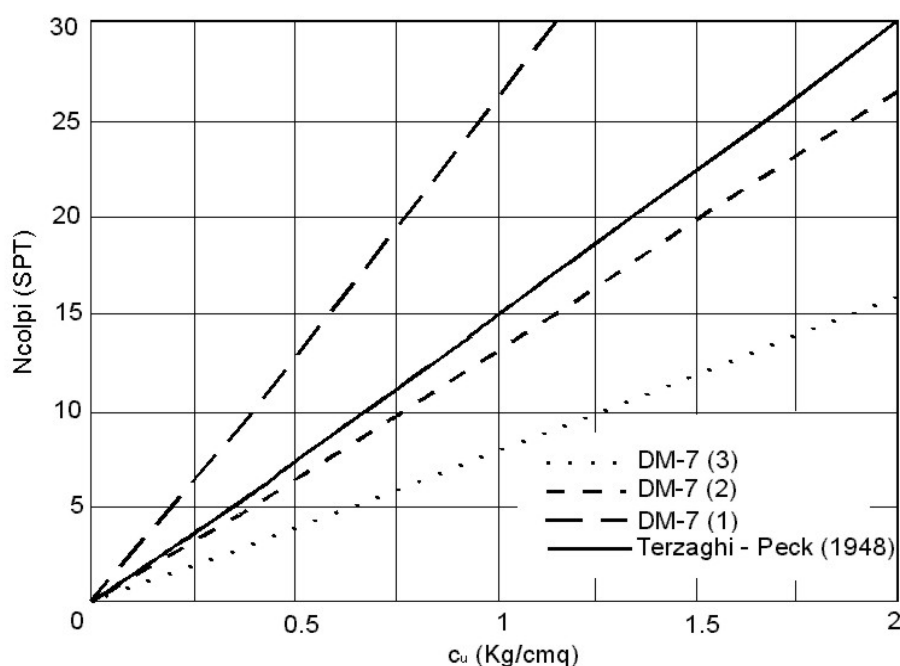


Figura 1: Correlazioni $C_u - N_{SPT}$

La determinazione dell'angolo di attrito Φ , relativamente ai terreni di natura prevalentemente granulare, sono stati utilizzati vari metodi indicati da vari autori indicati nella *Fig. 6 - Correlazioni $\Phi - N_{SPT}$* .

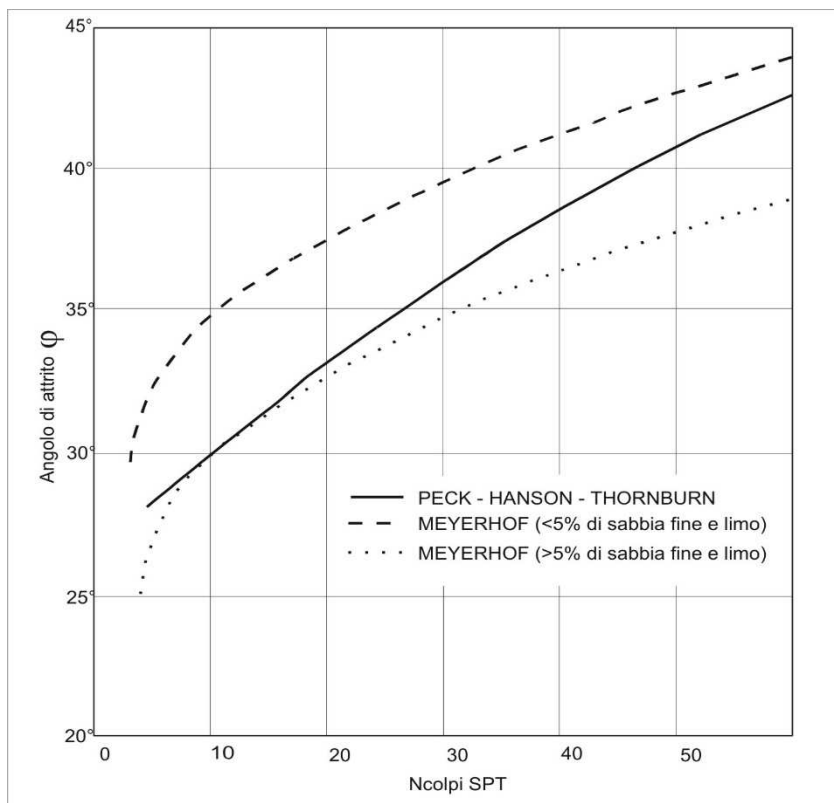


Figura 2: Correlazioni - NSPT.

Le prove penetrometriche forniscono una sequenza di litologie e grazie anche ad alcuni dati ottenuti da indagini su siti limitrofi e dalle interpretazioni effettuate si può ipotizzare una sequenza di strati riportati nella tabella sottostante: essi possono essere considerati rappresentativi degli orizzonti stratigrafici individuati. L'indagine e la valutazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione è stata effettuata al fine di verificare dal punto di vista di resistenza meccanica il substrato di fondazione esistente.

Si determinano analiticamente i valori caratteristici (f_k) dei parametri di resistenza al taglio, coesione e angolo di attrito, partendo dai valori medi f_m riportati nella relazione geologica.

Il valore caratteristico è il valore al quale è associata una prefissata probabilità di non superamento.

$$\begin{aligned} \sigma'_k &= \sigma'_m (1 + X \cdot V) \\ c'_k &= c'_m (1 + X \cdot V_c) \end{aligned}$$

dove

σ'_k = valore caratteristico dell'angolo di attrito interno

c'_k = valore caratteristico della coesione

σ'_m = valore medio dell'angolo di attrito

c'_m = valore medio della coesione

V = coefficiente di variazione di σ' definito come il rapporto tra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di σ' .

V_c = coefficiente di variazione di c' definito come il rapporto tra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di c' .

X = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata. L'Eurocodice 7 fissa questa probabilità al 5% per il taglio e per una distribuzione di tipo gaussiano.

Orizzonte	Profondità (m)	Litologia prevalente	Cu'_k KN/m ²	Φ'_k °	γ_{NAT} KN/m ³
A	0.00 – 0.40	Terreno di riporto	-	-	18.5
B	0.40 – 1.20	Ghiaia limosa	-	30	20.0
C	1.20 – 4.5	Ghiaia debolmente sabbiosa	-	30	21.0
D	4.5 – 5.5	Sabbia ghiaiosa	-	35	21.0
E	5.5 – fine prova	Ghiaia sabbiosa	-	40	22.0

4.2 STRUTTURE DI FONDAZIONE

4.2.1 Premesse

Il progetto prevede l'ampliamento per il ricavo di nuove aule dell'I.T.I.S. "Chilesotti" di Thiene e realizzazione nuova sede del liceo "F. Corradini di Thiene a Thiene (VI). Dagli atti progettuali in possesso degli scriventi si evince come le fondazioni andrebbero ad insistere sull'orizzonte C (ghiaia sabbiosa) con buone caratteristiche geotecniche tali garantire la fruibilità dell'opera, soprattutto in termini di cedimenti totali e differenziali.

Durante le prove non è stata riscontrata la presenza d'acqua di falda.

4.2.2 Capacità Portante

Il carico massimo di rottura su unità di superficie (q_{lim}) che il terreno può sopportare quando sollecitato dalle fondazioni rappresenta in sintesi l'analisi della stabilità globale del sistema terreno-opera ed è funzione anche della tipologia e della geometria della fondazione stessa. Il carico limite del terreno è stato calcolato utilizzando la teoria elaborata da Meyerhof, secondo la formula generale:

$$q_{lim} = cN_c s_c d_c + 0.5\gamma_1 B N_\gamma s_\gamma d_\gamma + \gamma_2 D N_q s_q d_q$$

dove:

γ_1 = peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione (KN/m³);
 γ_2 = peso di volume del terreno sopra il piano di fondazione (KN/m³);
D = profondità minima di posa della fondazione (m);
B = larghezza della fondazione (m);
 N_c, N_γ, N_q = fattori adimensionali di portanza;
 s_c, s_γ, s_q = fattori di forma;
 d_c, d_γ, d_q = fattori di profondità;

4.3 APPROCCIO PROGETTUALE:

Per ogni tipo di approccio progettuale verranno utilizzati diversi coefficienti dettati dalla normativa.

Coefficienti parziali sui parametri geotecnici

Parametro	Approccio 1		Approccio 2 STR – GEO (M1)
	Combinazione 1 STR (M1)	Combinazione 2 GEO (M2)	
	STR (M1)	GEO (M2)	
γ_k	1.00	1.00	1.00
c'_k	1.00	1.25	1.00
$tg\Phi'_k$	1.00	1.25	1.00
c_{uk}	1.00	1.40	1.00

4.4 Valutazione dei cedimenti

Il calcolo dei cedimenti permette di valutare se il valore della Capacità Portante di Sicurezza è compatibile con il valore assoluto dei cedimenti che subirà la struttura una volta realizzata.

Nel caso della fondazioni considerate, se applicata l'ipotesi di lavoro che prevede il preventivo asporto della coltre superficiale e di parte dei terreni sottostanti, per raggiungere la profondità di posa delle fondazioni variabile intorno, data la natura dei terreni e delle loro proprietà geomeccaniche di bassa o nulla compressibilità, è possibile sulla base dei dati acquisiti formulare una previsione credibile dei cedimenti cui potrà essere soggetta la struttura in progetto.

Considerata la natura dei terreni di fondazione, e vista la profondità del piano di posa tale da compensare in parte l'edificio in progetto, si può dedurre che i cedimenti indotti saranno da considerarsi di natura prevalentemente elastica, e dovuti esclusivamente alla struttura stessa. Il cedimento elastico, che si esaurisce durante le fasi costruttive, è da considerarsi dell'ordine massimo di 1,5 cm, tale quindi da non influire in alcun modo sulla stabilità dell'opera in oggetto.

5 PROGETTO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Alla luce del fatto che nel nuovo edificio scolastico sono presenti molti setti si è scelto di progettare una fondazione continua a trave rovescia.

Secondo quanto riportato nella relazione geotecnica le fondazioni andrebbero ad insistere sull'orizzonte **C** (ghiaia sabbiosa) con buone caratteristiche geotecniche tali da garantire la fruibilità dell'opera, soprattutto in termini di cedimenti totali e differenziali.

Il carico massimo di rottura su unità di superficie (q_{lim}) che il terreno può sopportare quando sollecitato dalle fondazioni è stato calcolato utilizzando la formula generale:

$$q_{lim} = cN_c s_c d_c + 0.5\gamma_1 B N_\gamma s_\gamma d_\gamma + \gamma_2 D N_q s_q d_q$$

dove:

- γ_1 , peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione (KN/m^3);
- γ_2 , peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione (KN/m^3);
- D , profondità minima di posa della fondazione (m);
- B , larghezza della fondazione (m);
- N_c, N_γ, N_q , fattori adimensionali di portanza;
- s_c, s_γ, s_q , fattori di forma;
- d_c, d_γ, d_q , fattori di profondità.

Per ogni tipo di approccio progettuale si sono utilizzati diversi coefficienti così come viene dettato dalla Normativa:

coefficienti parziali sui parametri geotecnici

Parametro	Approccio 1		Approccio 2 STR – GEO (M1)
	Combinazione 1 STR (M1)	Combinazione 2 GEO (M2)	
γ_k	1.00	1.00	1.00
c'_k	1.00	1.25	1.00
$tg\Phi'_k$	1.00	1.25	1.00
c_{uk}	1.00	1.40	1.00

Figura 3 – Coefficienti parziali sui parametri geotecnici

Si riportano i risultati ottenuti per la parete che maggiormente sollecita il terreno a compressione e per l'intero reticolo di travi di fondazione dell'edificio

N'q 18.35	q lim					
N'Y 22.33	L	B	Area [m²]	q [kPa]	coeff.	Nd [kN]
dq 1.29	23	1.65	37.95	184	1.3	9077.64
dY 1.00						
Sq 1.04						
SY 0.97	q lim.	Nu	Nd	verifica	yr	Verifica
iq 1.00	1170.742397	44429.67398	9077.64	4.894408015	>2,3	ok
iY 1.00						

Parete

q lim	q lim					
L	B	q lim.	Nu	Nd	verifica	yr
42.75	23.08	4851.971824	2649176.616	130603.2	20.28416314	>2,3

Fondazione totale

- Modellazione della struttura di fondazione con elementi beam mediante il software SAP2000;

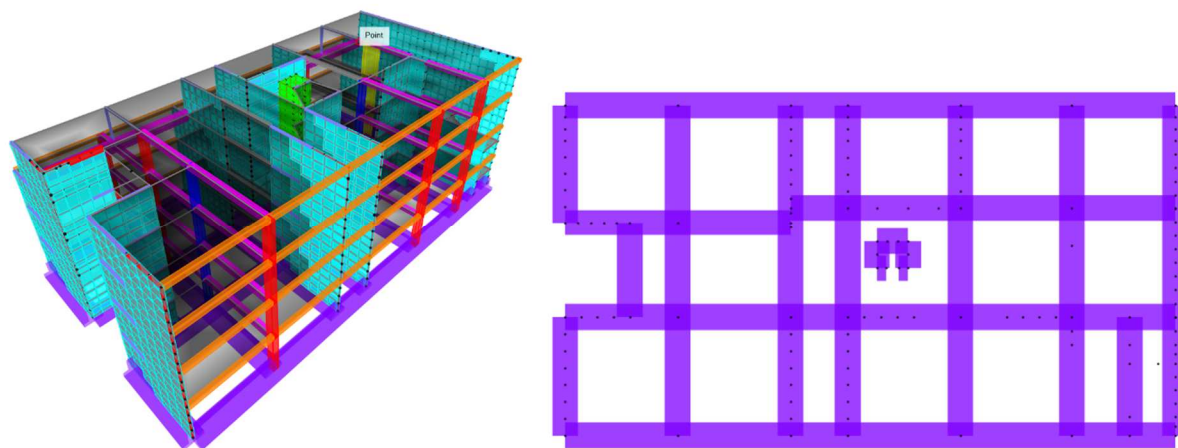


Figura 4 – Modello FEM delle fondazioni

Gli elementi beam rappresentanti le travi rovescie poggiano direttamente sul terreno il quale è stato modellato mediante delle molle alla Winkler utilizzando il comando Line Springs. Il coefficiente delle molle alla Winkler è stato scelto pari a 80000 kN/m^3 in quanto in letteratura il modulo di reazione verticale di un terreno, ricadente nella categoria **C**, risulta essere pari a:

MODULO DI REAZIONE "VERTICALE" DEL TERRENO [WINKLER]	
Tabella dei Moduli di Winkler secondo POZZATI	
Natura del terreno	K [Kg/cm ³]
torba leggera	0.6 ~ 1.2
torba pesante	1.2 ~ 1.8
terra vegetale	1.0 ~ 1.5
depositi recenti	1.0 ~ 2.0
sabbia di mare, fina	1.5 ~ 2.0
sabbia poco coerente	2.0 ~ 4.0
terra molto umida	2.0 ~ 3.5
terra poco umida	3.0 ~ 6.0
terra secca	5.0 ~ 10.0
argilla con sabbia	8.0 ~ 10.0
argilla grassa	10.0 ~ 12.0
sabbia compatta	8.0 ~ 15.0
ghiaia con sabbia	10.0 ~ 25.0
ghiaia compatta	20.0 ~ 30.0

Figura 5 – Modulo di reazione verticale del terreno

- Calcolo delle sollecitazioni mediante il software SAP2000;

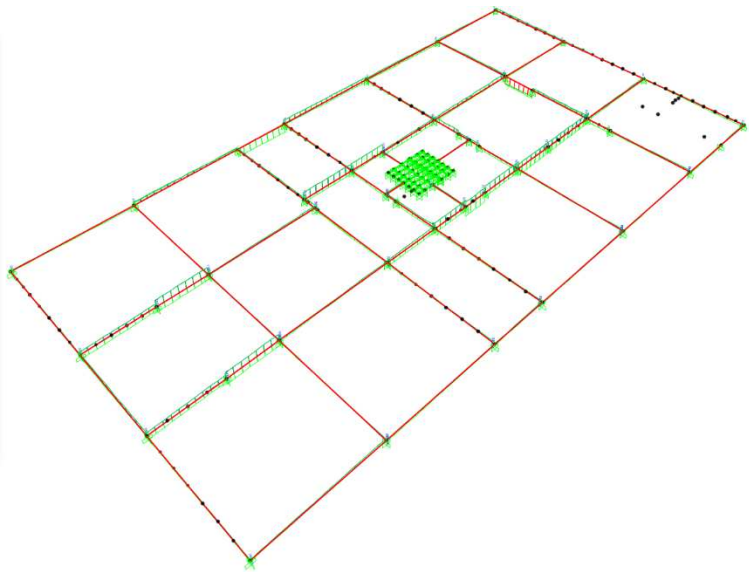


Figura 6 - Taglio agente in fondazione

Il massimo momento agente è risultato essere pari circa a 1400 kNm.

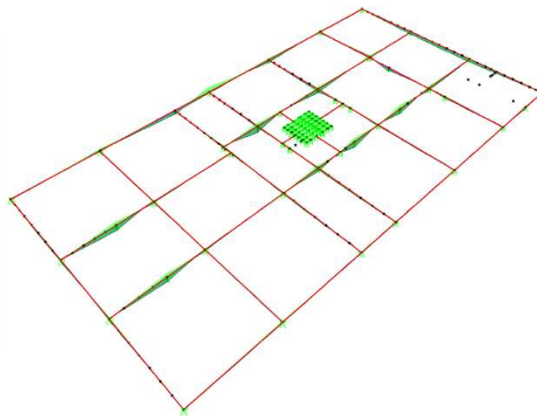
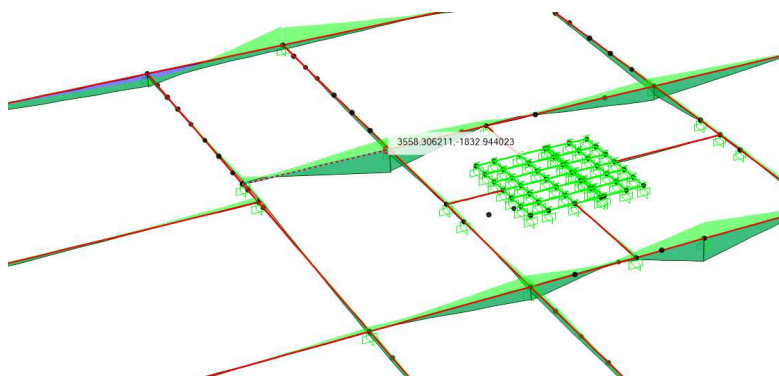
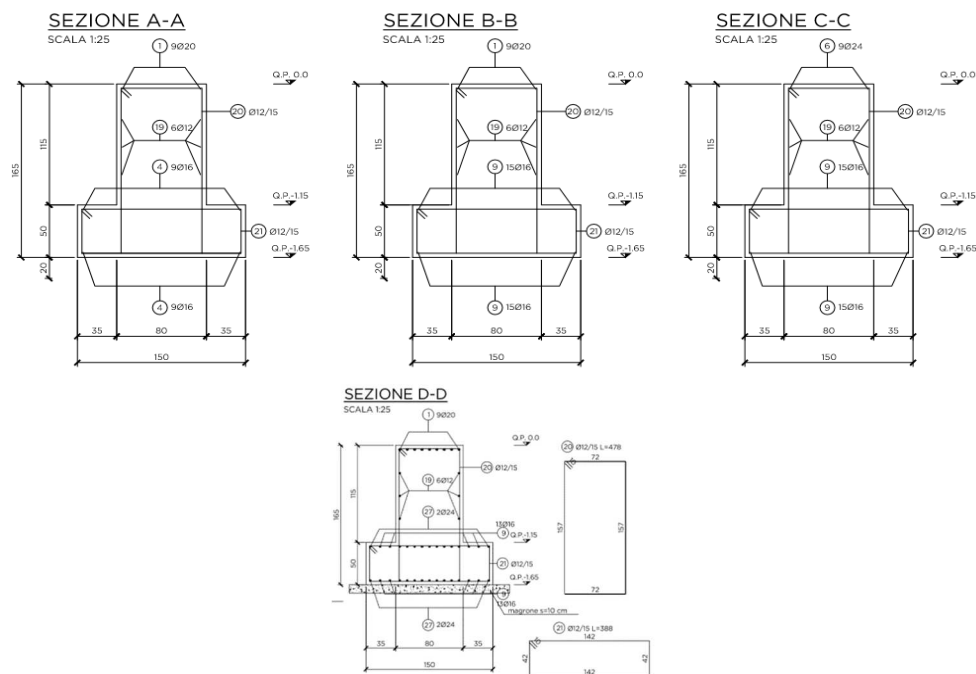


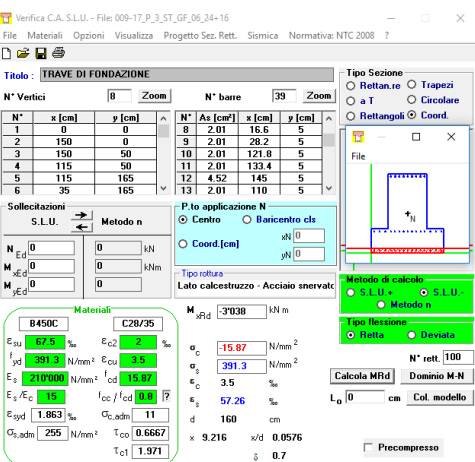
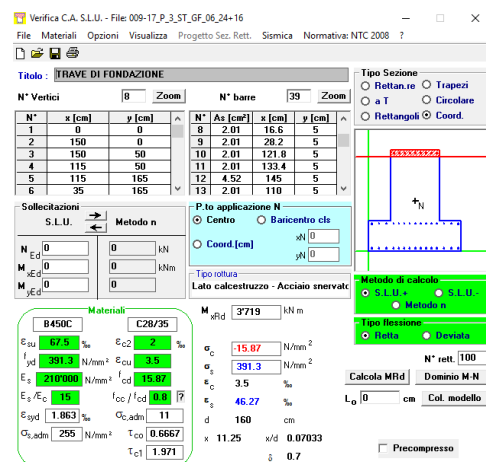
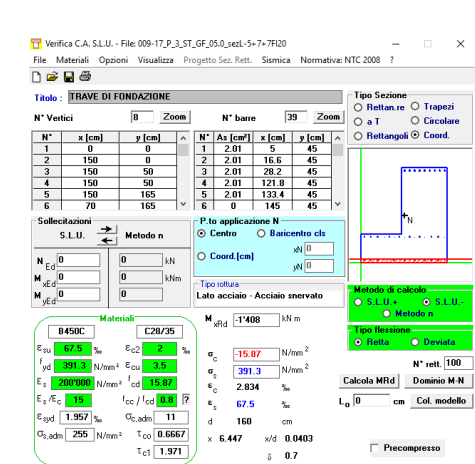
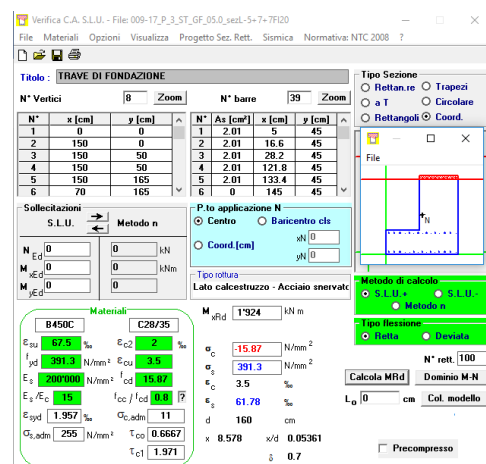
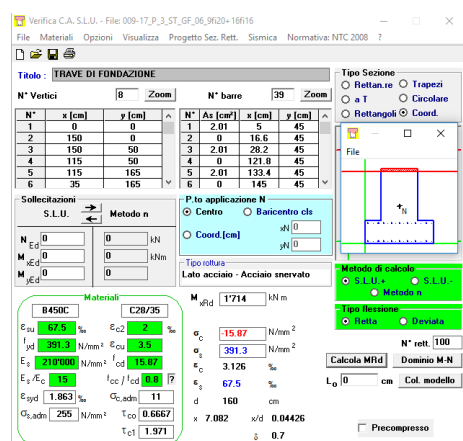
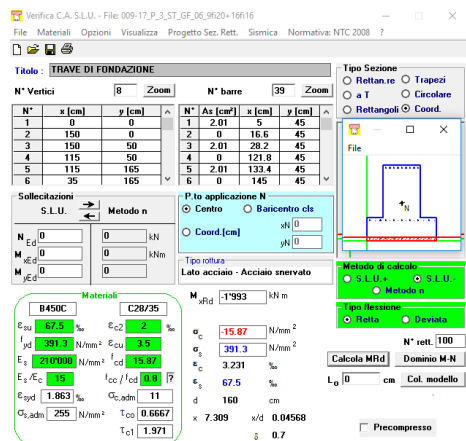
Figura 7 - Momenti agenti in fondazione

Il massimo momento agente è risultato essere pari circa a 3600 kNm.



- Nel progetto delle armature di fondazione si è cercato di ottimizzare la quantità di armatura dividendo le travi di fondazione in 4 range di sollecitazione 0-1300 kN/m; 1300-2000 kN/m e 2000-3000 kN/m 3000-3600kN/m. Tutto ciò ha prodotto i seguenti schemi di armatura:





La sezione risulta Verificata.

Verifica a taglio della fondazione.

θ	fcd[MPa]	Vr _{cd} [kN]	As _w /s [mm ² /m]	φ[mm]	Area	s	s[m]	Vr _{sd}
1.8	15.87	3880.66	1200	12	226.08	0.188	0.15	1426.8

Il confronto tra le sollecitazioni resistenti con le sollecitazioni agenti ci permette di concludere che la fondazione risulta Verificata.

6.2 Progetto e verifica del muro di sostegno

Il progetto e la verifica dei muri di sostegno viene eseguito mediante il software Aztec e si articola secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno;
- Verifica a ribaltamento;
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa;
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite);
- Verifica della stabilità globale;
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

6.2.1 Calcolo della spinta sul muro

6.2.1.1 Normativa: Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

N.T.C. - Approccio 1

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_r	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni						
Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	g_{Gfav}	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti	Sfavorevole	g_{Gsfav}	1.30	1.00	1.10	1.30
Variabili	Favorevole	g_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	g_{Qsfav}	1.50	1.30	1.50	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametri		M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo d'attrito	γ_{Gfav}	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_f	1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni						
Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gs fav}$	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qs fav}$	1.00	1.00	1.00	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno						
Parametri		M1	M2	M2	M1	
Tangente dell'angolo d'attrito	γ_{Gfav}	1.00	1.25	1.25	1.00	
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.25	1.00	
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.40	1.00	
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.60	1.00	
Peso dell'unità di volume	γ_f	1.00	1.00	1.00	1.00	

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Coefficienti parziali		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale	1.10		

6.2.2 Combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S	Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

6.2.3 Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali
Armatura ad aderenza migliorata
Verifica fessurazione

Ordinarie

Sensibilità delle armature
Valori limite delle aperture delle fessure

Poco sensibile
 $w_1 = 0.20$
 $w_2 = 0.30$
 $w_3 = 0.40$
Circ. Min. 252 (15/10/1996)
Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Calcolo della portanza metodo di Hansen

Coefficiente correttivo su N_y per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00

Coefficiente correttivo su N_y per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

6.2.4 Analisi sismica

Identificazione del sito

Latitudine	45.709870
Longitudine	11.480630
Comune	Thiene
Provincia	Vicenza
Regione	Veneto

Punti di interpolazione del reticolo

11405 - 11404 - 11626 - 11627

Tipo di opera

Tipo di costruzione
Vita nominale
Classe d'uso
Vita di riferimento

Opera ordinaria
50 anni
III - Affollamenti significativi e industrie non pericolose
75 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	1.85 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.43
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (α_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * S_t * S) = 6.47$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 3.23$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.71 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * S_t * S) = 1.95$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.98$

Forma diagramma incremento sismico

Stessa forma diagramma statico

6.2.5 Tipi di analisi prodotte

- Calcolo della spinta metodo di Culmann

- Calcolo del carico limite metodo di Hansen
- Calcolo della stabilità globale metodo di Fellenius
- Calcolo della spinta in condizioni di Spinta a riposo

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da:

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_H W \quad F_{iV} = \pm k_V W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} = \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = 5.14c(1+s_c+d_c-i_c-g_c-b_c) + q$$

in cui d_c, d_q, d_γ , sono i fattori di profondità; s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma; i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico; b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; g_c, g_q, g_γ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c, N_q, N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \tan \phi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$$

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.07$
Fattori forma	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0.31$	$i_q = 0.35$	$i_\gamma = 0.21$
Fattori profondità	$d_c = 1.13$	$d_q = 1.10$	$d_\gamma = 1.00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1.00$	$b_q = 1.00$	$b_\gamma = 1.00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1.00$	$g_q = 1.00$	$g_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 10.60 \quad N'_q = 7.01 \quad N'_\gamma = 3.20$$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i^n (c_i b_i + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \tan \phi_i)}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

6.3 Risultati dell'analisi

Si riportano i risultati dell'analisi e le armature adottate per l'opera in oggetto:

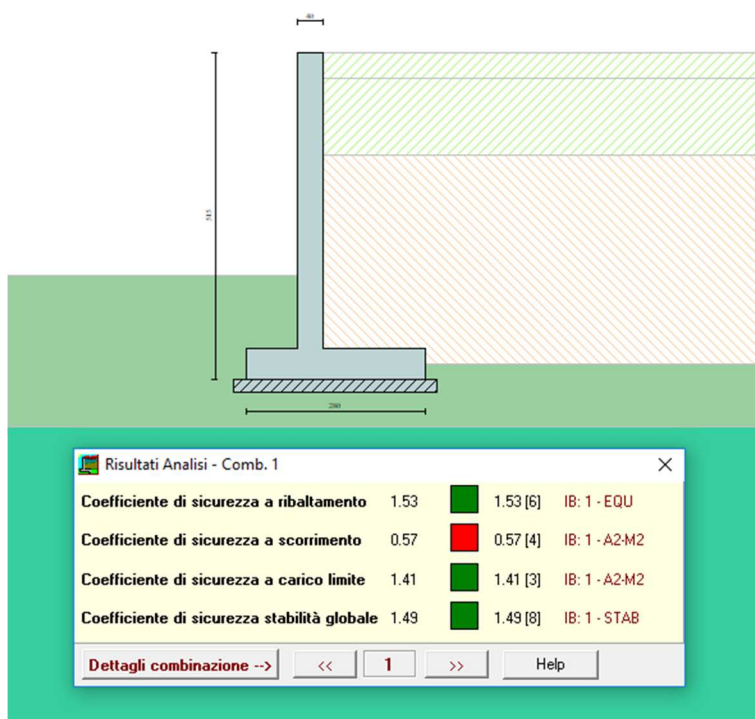


Figura 9 – Risultati dell'analisi

la verifica a scorrimento al contrario di quanto mostrato nell'immagine sottostante risulta verificata in quanto il solaio a quota -3.95 rappresenta un vincolo che impedisce la traslazione del muro in oggetto. La fondazione del muro in esame risulta un tutt'uno con quella dell'ampliamento.

Si riportano di seguito le verifiche delle armature che fornisce in output il programma di calcolo:

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali

Ordinarie

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature

Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure

$w_1 = 0.20$

$w_2 = 0.30$

$w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$

Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della portanza metodo di Hansen

Coefficiente correttivo su N_y per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00

Coefficiente correttivo su N_y per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
<i>CS_{sco}</i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<i>CS_{rib}</i>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<i>CS_{qlim}</i>	Coeff. di sicurezza a carico limite
<i>CS_{stab}</i>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	0.96	--	5.03	--
2	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	0.94	--	5.23	--
3	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	0.62	--	1.91	--
4	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	0.61	--	1.96	--
5	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	4.12	--	--
6	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3.75	--	--
7	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.45
8	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.44
9	SLEQ - [1]	--	1.31	--	7.23	--
10	SLEF - [1]	--	1.31	--	7.23	--
11	SLER - [1]	--	1.31	--	7.23	--

6.4 Muro Ovest

Lo stesso procedimento descritto nei paragrafi precedenti del capitolo 19 è stato applicato anche per i muri di sostegno indicati come Dettaglio F e Dettaglio D. Nel seguito si riportano le dimensioni degli elementi, le armature e i risultati delle verifiche effettuate con il software Aztec.

6.4.1 Geometria muro F e fondazione

Si riportano le dimensioni del muro di fondazione presente nel prospetto Pro Nord 2 (Fig.58):

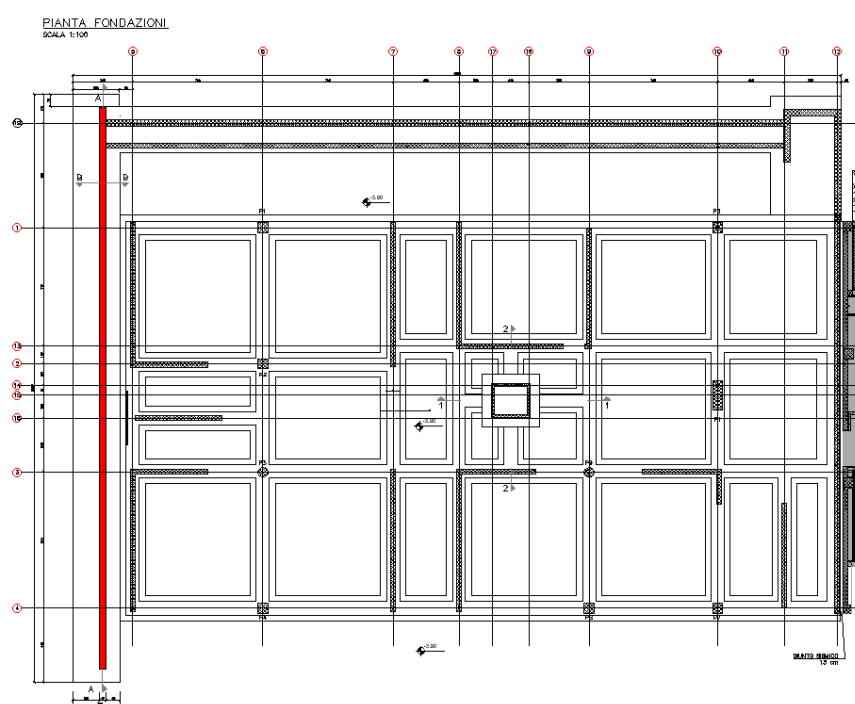
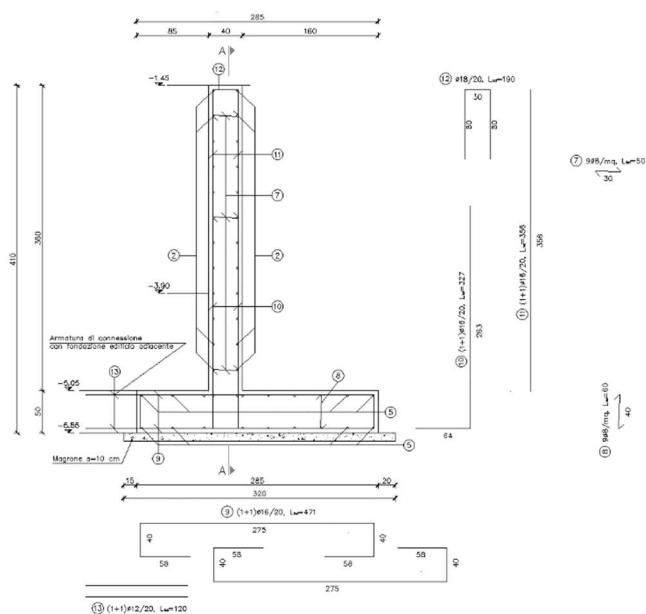


Figura 10 – Sezione 1: localizzazione Dettaglio F



Nelle verifiche che verranno riportate di seguito sono state ignorate le verifiche a scorrimento in quanto la fondazione del muro è collegata alla fondazione dell'edificio dal filo 1 al filo 4, rendendo di fatto lo scorrimento sempre verificato.

Si riportano i risultati dell'analisi e le armature adottate per l'opera in oggetto:

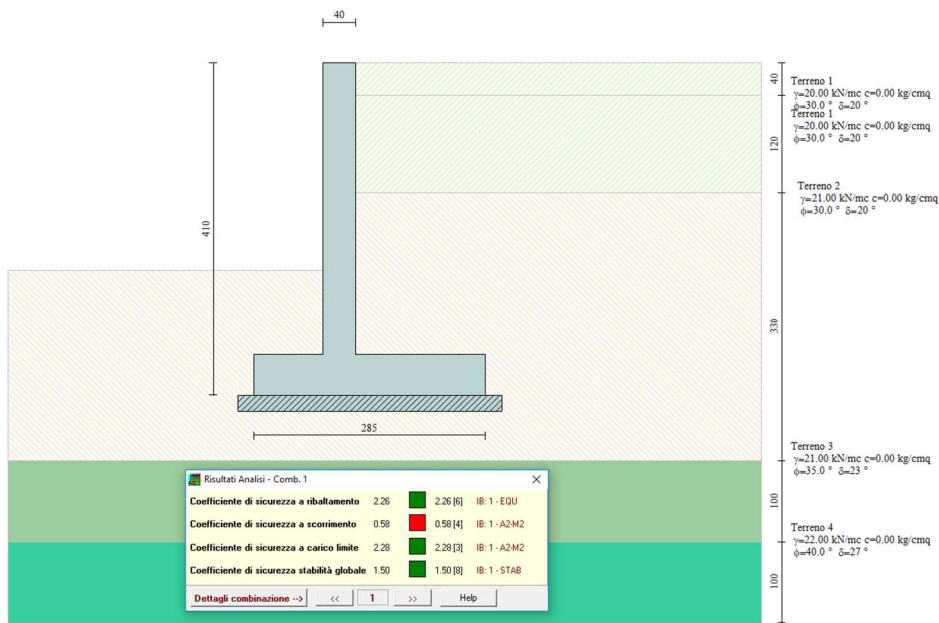


Figura 11 – Risultati dell'analisi

Si riportano di seguito le verifiche delle armature che fornisce in output il programma di calcolo:

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali	Ordinarie
Armatura ad aderenza migliorata	

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure	Circ. Min. 252 (15/10/1996)
--	-----------------------------

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck} - \sigma_f < 0.80 f_{yk}$

Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della portanza metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
<i>CS_{sco}</i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<i>CS_{rib}</i>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<i>CS_{qlim}</i>	Coeff. di sicurezza a carico limite
<i>CS_{stab}</i>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2.39	--	6.59	--
2	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2.32	--	6.84	--
3	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1.73	--	2.04	--
4	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1.68	--	2.10	--
5	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	15.58	--	--
6	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	10.57	--	--
7	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.64
8	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.62
9	SLEQ - [1]	--	4.50	--	9.93	--
10	SLEF - [1]	--	4.50	--	9.93	--
11	SLER - [1]	--	4.50	--	9.93	--

6.5 Muro Sistemazioni esterne

6.5.1 Geometri dei muri riguardanti le sistemazioni esterne

Si riportano le dimensioni del muro di fondazione presente nel prospetto Pro Ovest (Fig.63):

MANCA IMMAGINE

Figura 12 – Sezione 1: localizzazione Dettaglio F

Si riportano i risultati dell'analisi e le armature adottate per l'opera in oggetto:

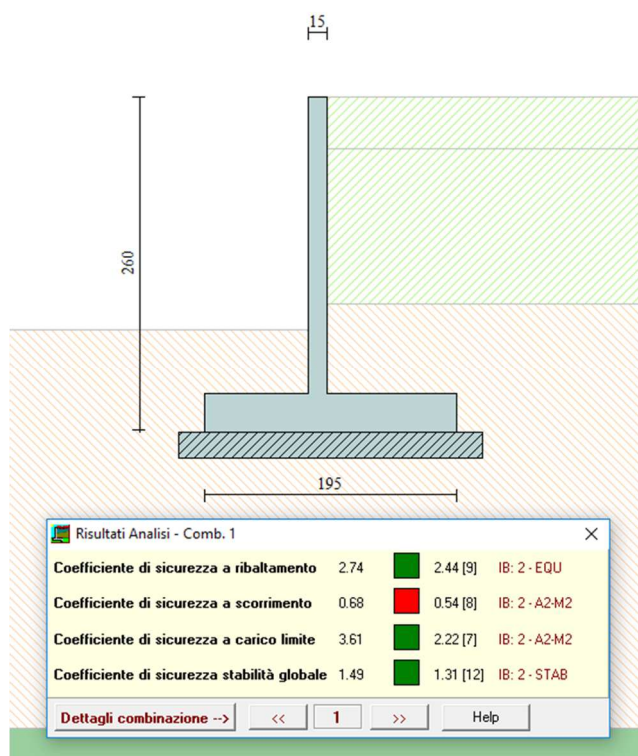


Figura 13 – Risultati dell'analisi

Si riportano di seguito le verifiche delle armature che fornisce in output il programma di calcolo:

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83

Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali	Ordinarie
Armatura ad aderenza migliorata	
<u>Verifica fessurazione</u>	
Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$
Metodo di calcolo aperture delle fessure	Circ. Min. 252 (15/10/1996)
<u>Verifica delle tensioni</u>	
Combinazione di carico	Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$ Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della portanza metodo di Terzaghi

Coefficiente correttivo su N_y per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00
Coefficiente correttivo su N_y per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
<i>CS_{sco}</i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<i>CS_{rib}</i>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<i>CS_{qlim}</i>	Coeff. di sicurezza a carico limite
<i>CS_{stab}</i>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	99.99	--	17.85	--
2	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	99.99	--	19.05	--
3	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	99.99	--	8.72	--
4	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	99.99	--	9.30	--
5	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2.20	--	--
6	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2.21	--	--
7	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.55
8	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.54
9	SLEQ - [1]	--	99.99	--	18.43	--
10	SLEF - [1]	--	99.99	--	18.43	--
11	SLER - [1]	--	99.99	--	18.43	--

Bassano del Grappa, 25 Ottobre 2018

Il Tecnico
