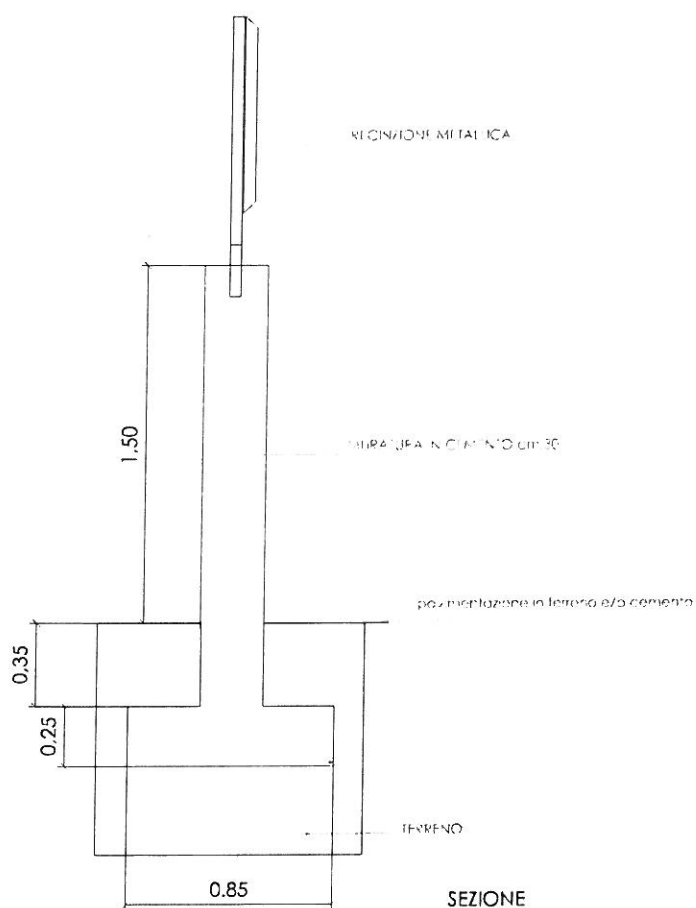


RELAZIONE DI VERIFICA DEL MURO DI CONTENIMENTO

1. INDICAZIONI NORMATIVE E SCELTE PROGETTUALI

Il presente lavoro fa riferimento alla verifica strutturale, di equilibrio e geotecnico relativo ad un muro di contenimento di un battente d'acqua avente altezza fuori terra pari a circa 1,20 m. Il muro è realizzato in c.a. con materiale Rck 250 e la geometria è di seguito rappresentata.



Il terreno di fondazione è costituito da materiale calcarenifico.

Al fine di verificare il muro di contenimento in oggetto, si farà riferimento a quanto indicato nel capitolo 6 delle vigenti N.T.C. di cui al DM 14 gennaio 2008.

Gli SLU definiti dalla normativa sono tre:

- EQU : stato limite di equilibrio come corpo rigido;
- STR : stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;

- GEO : stato limite di resistenza del terreno.

La normativa per ciò che riguarda i muri di sostegno (§ 6.5.3.1) obbliga alla verifica degli stati limite EQU, STR e GEO oltre che degli stati limite di esercizio.

Per la verifica di stabilità globale dell'insieme terreno – opera si segue l'Approccio 1:

- **combinazione 2: (A2+M2+R2)**

tenendo presente dei coefficienti riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella tabella 6.8.I per le verifiche di sicurezza.

Per le altre verifiche si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali. Si sceglie il primo approccio (Approccio 2), in cui è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che in quelle geotecniche:

- **combinazione: (A1+M1+R3).**

Tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I. Nelle verifiche strutturali secondo l'Approccio 2 il coefficiente γ_R non deve essere tenuto in conto.

Si riportano di seguito i coefficienti parziali da adottare secondo le tabelle della normativa.

Tab. 6.2.I – coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale	A1	A2
Permanenti Strutturali	Favorevole	γ_{G1}	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,3	1,0
Permanenti Non Strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,3

Tab. 6.2.II – coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_g	1,0	1,0

Tab. 6.8.I - coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiale sciolto e fronti di scavo

Verifica	Coefficiente Parziale (R2)
Verifica di stabilità	$\gamma_R = 1,1$

Tab. 6.5.I - coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di tipo STR e GEO di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente Parziale (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

3. DATI DI PROGETTO

• Parametri fisico – meccanici del terreno spingente

L'area interessata dalle fondazioni del manufatto in oggetto è caratterizzata da presenza di terreno calcarenitico. Ai fini della determinazione delle azioni agenti sul muro, si considerano le seguenti principali caratteristiche geotecniche:

- $\gamma = 1800 \text{ Kg/cm}^3$ peso di volume terreno laterale
- $\Phi = 30^\circ$ angolo di attrito interno
- $K_a = (1 - \sin\Phi) / (1 + \sin\Phi) = 0,33$ coefficiente di spinta laterale attiva
- $K_p = (1 + \sin\Phi) / (1 - \sin\Phi) = 1 / K_a = 3$ coefficiente di spinta laterale passiva

A vantaggio di sicurezza si è trascurato l'azione determinata dalla coesione del terreno la quale produce un'azione equilibrante per il muro.

Sulla base di quanto esposto nella relazione geotecnica, inoltre, si assume:

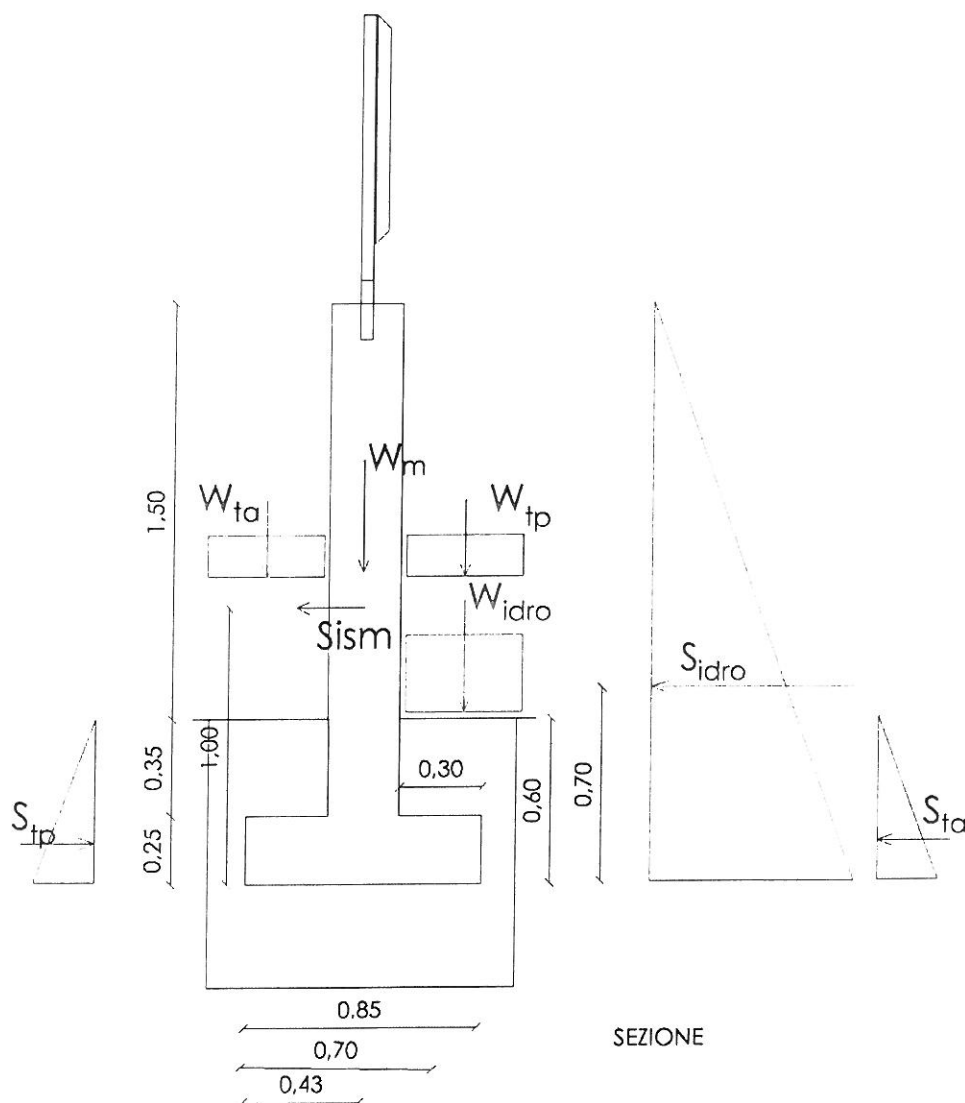
- Categoria del suolo = "B";
- Categoria topografica = "T1" – superficie pianeggiante, o comunque con inclinazione del pendio inferiore al 15%;
- Coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1,00$;
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S = 1,20$;
- Per tanto risulta $S = S_T \times S_S = 1,20$;

• Geometria e caratteristiche dimensionali del muro

Il muro ha un'altezza di circa $H=2,10\text{m}$ compresa la fondazione che ha spessore 25 cm e per 1,50 m è fuori terra; lo spessore di circa 30 cm. La fondazione è larga 85 cm e ha spessore 85 cm, perfettamente in asse con il muro.

4. DETERMINAZIONE DELLE AZIONI AGENTI SUL MURO

Sul muro si ipotizza possa agire la spinta idrostatica di un battente d'acqua alto al massimo quanto l'intero muro. Relativamente alla spinta del terreno si determina una spinta attiva a monte ribaltante (lato presenza d'acqua) ed una spinta passiva a valle equilibrante. Quindi si considerano i carichi verticali riferiti a peso proprio e carichi permanenti dovuti a presenza di terreno e acqua. Quindi si considererà anche l'azione sismica agente sulla struttura.



I valori delle azioni vengono riferite alla fascia di 1 metro del muro.

1. Peso proprio del muro e della fondazione e della ringhiera:

$$W_m = H_m \cdot s_m \cdot \gamma_m + B_f \cdot s_f \cdot \gamma_f + W_r =$$

$$= 1,50m \cdot 0,30m \cdot 2500 \text{ daN/mc} + 0,85m \cdot 0,25m \cdot 2500 \text{ daN/mc} + 50 \text{ daN/ml} = \mathbf{1706 \text{ daN/ml}};$$

2. Spinta idrostatica:

$$S_{idro} = \frac{1}{2} H_{idro}^2 \cdot \gamma_{idro} = \frac{1}{2} \cdot 1,50m \cdot 1000 \text{ daN/mc} = \mathbf{1125 \text{ daN/ml}};$$

3. Spinta attiva terreno :

$$S_{ta} = \frac{1}{2} k_a \cdot H_t^2 \cdot \gamma_t = \frac{1}{2} \cdot 0,33 \cdot (0,60m)^2 \cdot 1800 \text{ daN/mc} = \mathbf{107 \text{ daN/ml}};$$

4. Spinta passiva terreno :

$$S_{tp} = \frac{1}{2} k_p \cdot H_t^2 \cdot \gamma_t = \frac{1}{2} \cdot 3 \cdot (0,60m)^2 \cdot 1800 \text{ daN/mc} = \mathbf{972 \text{ daN/ml}};$$

5. Peso idrostatico :

$$W_{idro} = L_{idro} \cdot H_{idro} \cdot \gamma_{idro} = 0,30m \cdot 1,50m \cdot 1000 \text{ daN/mc} = \mathbf{450 \text{ daN/ml}};$$

6. Peso passivo terreno :

$$W_{tp} = L_t \cdot s_t \cdot \gamma_t = 0,30m \cdot 0,35m \cdot 1800 \text{ daN/mc} = \mathbf{189 \text{ daN/ml}};$$

7. Peso attivo terreno :

$$W_{ta} = L_t \cdot s_t \cdot \gamma_t = 0,30m \cdot 0,35m \cdot 1800 \text{ daN/mc} = \mathbf{189 \text{ daN/ml}};$$

8. Azione del sisma :

Premesso che l'opera in oggetto è sita nel Comune di Massafra e che, per tanto, ricade in zona sismica di 3^a categoria, considerato, inoltre, che:

- Tipo di costruzione = 2;
- Vita nominale VN = 50;
- Classe d'uso = II → coefficiente d'uso CU = 1,0;
- Periodo di riferimento VR = VN x CU = 50;
- Periodo di ritorno : SLO → TR = 0,60 x VR = 30;
SLD → TR = VR = 50;
SLV → TR = 9,50 x VR = 475;
SLC → TR = 19,50 x VR = 975;
- Categoria del sottosuolo = B;
- Categoria topografica = T1 (superficie pianeggiante);
- S = S_s x S_t = 1,20;
- Classe di duttilità = CD "B";
- Tipologia strutturale = muro isostatico in c.a. → fattore di struttura : q = 1/η = 1,5;

Stato Limite	PVR (%)	Tr (anni)	Ag / g	F0	TC* (sec.)
SLO	81	30	0,0297	2,387	0,254
SLD	63	50	0,0390	2,423	0,299
SLV	10	475	0,1260	2,490	0,317
SLC	5	975	0,1717	2,473	0,303

Si ipotizza che l'azione sismica interessi la massa del muro in c.a. per una fascia di 1 mt; la massa partecipante alla determinazione dell'azione sismica, quindi, è pari a $W_m = 1706 \text{ daN/ml}$; Per tanto l'azione sismica viene rappresentata da una forza orizzontale "Sism" agente nel baricentro delle masse e, quindi, alla quota pari a circa $H/2$. L'azione sismica, tuttavia, agente in contemporanea con la spinta idrostatica è un evento che nella combinazione di carico può essere considerata con una percentuale non superiore al 30%, quindi tale valore di spinta viene considerata agente in contemporanea ma opportunamente ridotta.

$$\text{Sism} = S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot W \cdot \lambda \cdot a_g/g \cdot c_{\text{comb.}} = 1,2/1,5 \cdot 2,49 \cdot 1706 \text{ daN} \cdot 1 \cdot 0,1260 \cdot 0,3 = 128 \text{ daN};$$

5. VERIFICA STABILITÀ (EQU)

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Determinazione del momento ribaltante:

$$M_R = S_{\text{idro}} \cdot b_{\text{idro}} \cdot 1,3 + W_{\text{ta}} \cdot b_{\text{ta}} \cdot 1,3 + S_{\text{ta}} \cdot b_{\text{ta}} \cdot 1,3 + \text{Sism} \cdot b_{\text{sism}} \cdot 1,3 = 1390 \text{ daN} \cdot \text{m/ml}$$

Determinazione del momento stabilizzante:

$$M_S = W_m \cdot b_m \cdot 1 + W_{\text{idro}} \cdot b_{\text{idro}} \cdot 1 + W_{\text{tp}} \cdot b_{\text{tp}} \cdot 1 + S_{\text{tp}} \cdot b_{\text{tp}} \cdot 1 = 1986 \text{ daN} \cdot \text{m/ml}$$

$$\text{Coefficiente di sicurezza: } \eta = M_S / M_R = 1,4 > 1,1$$

VERIFICA ALLA TRASLAZIONE:

Determinazione della spinta trascinante:

$$T_T = S_{\text{idro}} \cdot 1,3 + S_{\text{ta}} \cdot 1,3 + \text{Sism} \cdot 1,3 = 1768 \text{ daN/ml}$$

Determinazione dell'azione resistente considerando un coefficiente di attrito cls-fondazione pari a $f=0,4$:

$$T_R = W_m \cdot f \cdot 1 + W_{\text{idro}} \cdot f \cdot 1 + W_{\text{tp}} + W_{\text{tp}} \cdot f \cdot 1 + S_{\text{tp}} \cdot 1 = 1986 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Coefficiente di sicurezza: } \eta = T_R / T_T = 1,12 > 1,1$$

6. VERIFICA GEOTECNICHE (GEO)

• Calcolo del carico di esercizio

Ai fini della determinazione del carico di esercizio si sono considerate le sollecitazioni agenti al piede della muratura nelle condizioni peggiorative e nella combinazione di "SLU" in quanto in tale combinazione ai carichi permanenti, strutturali e non strutturali, e ai carichi accidentali si sono applicati i coefficienti della combinazione "A1", valevole per la verifica secondo l'Approccio 2.

Si è determinato il massimo valore delle sollecitazioni riferito alla combinazione dello "SLU", combinazione per la quale risultano utilizzati i seguenti coefficienti parziali:

- a) $\gamma_{G1}(G1) = 1,3$; $\rightarrow G1$ = permanenti strutturali - azione sfavorevole;
- b) $\gamma_{G2}(G2) = 1,5$; $\rightarrow G2$ = permanenti non strutturali - azione sfavorevole;
- c) $\gamma_Q(Q) = 1,5$; $\rightarrow Q$ = accidentali - azione sfavorevole;
- d) $\gamma_{G1}(G1) = 1,0$; $\rightarrow G1$ = permanenti strutturali - azione favorevole;
- e) $\gamma_{G2}(G2) = 0$; $\rightarrow G2$ = permanenti non strutturali - azione favorevole;
- f) $\gamma_Q(Q) = 0$; $\rightarrow Q$ = accidentali - azione favorevole;
- g) $\gamma_Q(S) = 1,0$; $\rightarrow F$: azione sfavorevole - sisma;

Carico di esercizio:

$$Q_{es.medio} = (W_m * 1,3 + W_{idro} * 1,5 + W_{to} * 1,5 + W_{tp} * 1,5) / (B_f * 1m) = 0,40 \text{ daN//cm}^2;$$

$$Q_{es.max} = 2 * Q_{es.medio} = 0,80 \text{ daN//cm}^2;$$

• Calcolo del carico limite

Ai fini della determinazione analitica del carico limite del terreno di fondazione, si è condotta un'analisi della capacità di resistenza dello stesso ai carichi derivanti da forze di tipo verticale.

Il valore del carico limite " q_{lim} " si determinerà applicando la nota relazione di Brinch-Hansen e Terzaghi, ed i coefficienti di sicurezza parziali precedentemente individuati.

La fondazione diretta di tipo nastriforme costituita da una trave a spessore costante pari a 25 cm.

La formula generale di Brinch-Hansen per il calcolo del carico limite è:

$$Q'_{lim} = c * N_c \xi_c + \gamma_1 D N_q \xi_q + 1/2 \gamma_n B N_\gamma \xi_\gamma$$

dove:

➤ c la coesione;

- γ_t il peso di volume laterale alle fondazioni;
- γ_n il peso di volume sotto le fondazioni;
- D la profondità di posa della fondazione;
- B la larghezza delle fondazioni;
- $N_c; N_q; N_\gamma$ coefficienti di portanza secondo Terzaghi.
- $\xi_c; \xi_q; \xi_\gamma$ coefficienti correttivi di forma;

Applicando la stessa ad una fascia di un metro di piastra, ipotizzando che la fondazione sia di tipo nastriforme e adottando poi i coefficienti correttivi per una fondazione quadrata, le dimensioni geometriche sono:

- $B = 85$ cm larghezza della trave;
- $D = 60$ cm profondità della fondazione rispetto al piano campagna;

essendo, inoltre:

- $c = 0,1$ daN/cm²
- $\gamma_t = 1800$ daN/m³ = 0,0018 daN/cm³
- $\gamma_n = 1800$ daN/m³ = 0,0018 daN/cm³
- $\phi = 30^\circ \Rightarrow N_c = 30,14; N_q = 18,40; N_\gamma = 22,40;$

Essendo, l'area di impronta di forma rettangolare, risulta che i relativi coefficienti di forma sono:

- $\xi_c = 1,05; \xi_q = 1,05; \xi_\gamma = 0,97;$

Sostituendo i valori si ottiene così un carico limite pari a:

$$Q_{lim} = 3,16 + 2,08 + 1,66 = 6,9 \text{ daN/cm}^2$$

Coefficiente di sicurezza: $\eta = Q_{lim} / Q_{es,max} > 2,3$

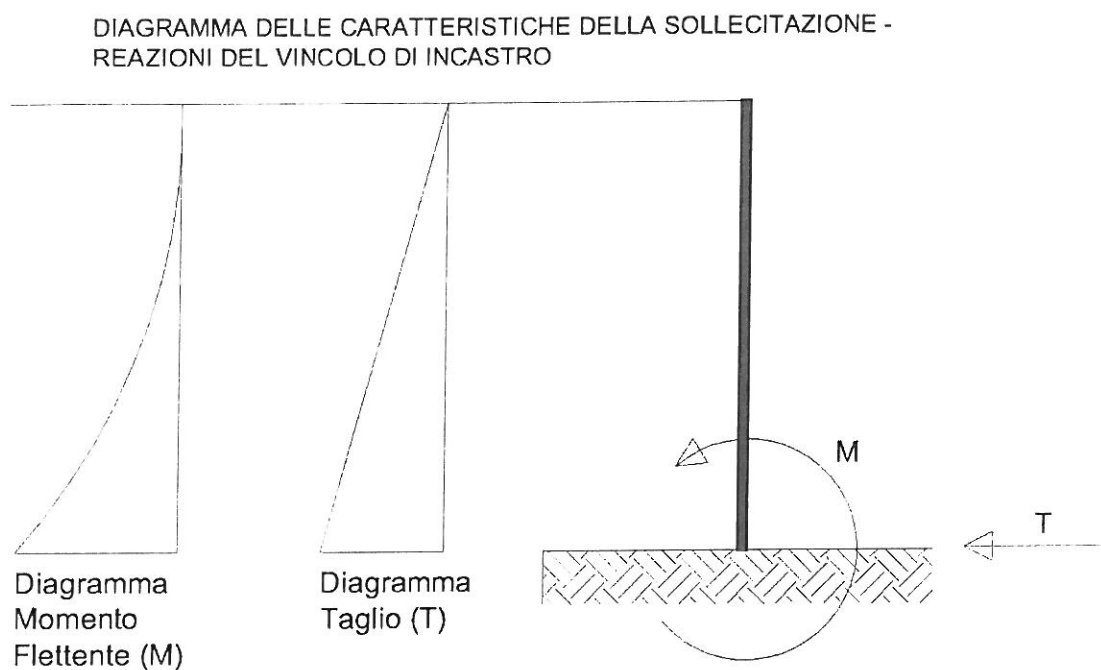
7. VERIFICA STRUTTURALE (STRU)

DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONI

Sulla base di quanto esposto nei paragrafi precedenti, dopo aver determinato le azioni che agiscono sul muro, si è ipotizzato lo schema statico per il muro stesso.

Esso lo si può considerare incastrato alla base, quindi risulta soddisfatta la verifica strutturale del muro se la sezione del muro è in grado di reagire alle azioni taglianti e flettenti derivanti dalle azioni esterne in precedenza calcolate.

Il muro lo si ipotizza come una struttura isostatica incastrata alla base; se tale incastro, quindi, sarà in grado di assorbire le azioni taglianti e flettenti trasmesse dall'esterno, l'equilibrio terreno / muro sarà soddisfatta.



Le sollecitazioni agenti sulla struttura del muro in esame sono essenzialmente momento flettente (M) e taglio (T) e i valori massimi di tali sollecitazioni coincidono con le reazioni vincolari dell'incastro alla base del muro.

Si determina, quindi:

- Momento flettente massimo:

$$M = S_{idro} \cdot b_{idro} \cdot 1,5 + W_{ta} \cdot b_{ta} \cdot 1,5 + S_{ta} \cdot b_{ta} \cdot 1,5 + S_{ism} \cdot b_{sism} \cdot 1,5 = 1604 \text{ daN} \cdot \text{m/ml}$$

- Taglio massimo:

$$T = S_{idro} \cdot 1,5 + S_{ta} \cdot 1,5 + S_{ism} \cdot 1,5 = 2040 \text{ daN/ml.}$$

Per la verifica strutturale del muro si deve precisare che il muro ha spessore $s = 30$ cm e che, avendo riferito la determinazione delle azioni e delle sollecitazioni ad una fascia di 1 mt di muro, si deve considerare una sezione reagente:

$$B \times s = 100 \times 30 \text{ cm};$$

Inoltre il muro è armato con la seguente armatura:

- ferri verticali $A_v = 1+1 \Phi 10 / 25$ cm, ovvero: $A_v^+ = 3,1$ cmq (armatura verticale positiva); $A_v^- = 3,1$ cmq (armatura verticale negativa);
- ferri orizzontali $A_r = 1+1 \Phi 10 / 25$ cm, ovvero: $A_r^+ = 3,1$ cmq (armatura di ripartizione positiva); $A_r^- = 3,1$ cmq (armatura di ripartizione negativa);

Le sollecitazioni massime per le quali la sezione in c.a. dovrà essere verificata, sono:

- Momento flettente massimo:

$$M = 1604 \text{ daN*m};$$

- Taglio massimo:

$$T = 2040 \text{ daN*m};$$

Considerato che una sezione in c.a. di dimensione 100×30 cm realizzata con c.l.s. del tipo C20/25 con $R_{ck} = 250$ daN/cm² e armatura del tipo B450C con diametro e numero di ferri in quantità precedentemente descritte, si determinano le sollecitazioni ultime cui la sezione in c.a. è in grado di resistere:

- momento flettente ultimo $M_u = 6000$ daN*m;
- quantità di armatura minima pari a: $A_{fmin}^+ = M / (f_{yd} 0,9d) = 160400 \text{ daN*cm} / (3913 \text{ daN/cm}^2 * 0,9 * 27) = 1,7$ cmq;
- taglio ultimo, determinato con la formula degli elementi senza armatura trasversali resistenti a taglio, in quanto la parete non è armata con staffe,

$$T_u = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d = (0,18 * 1,86 * 0,129 / 1,5 + 0,15 * 0,057) * 1000 * 270 = 13969 \text{ daN};$$

Essendo: 1) $M < M_u$;

2) $A_f > A_{fmin}$

2) $T < T_u$;

si considera soddisfatta la verifica strutturale del muro.

8. TABULATI DI CALCOLO SECONDO LA MODELLAZIONE CON SISMICAD

1 Normative

D.M. LL. PP. 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.

Circolare Ministeriale del 24-07-88, n. 30483/STC.

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.

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08

Sicurezza (cap.2), Azioni sulle costruzioni (cap.3), Costruzioni in calcestruzzo (par.4.1), Costruzioni in legno (par.4.4), Costruzioni in muratura (par.4.5), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12), EC3.

2 Descrizione del software

DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA SISMICAD

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.

SCHEATIZZAZIONE 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 rigidezza 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 impalcati 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 rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidezza 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 rigidezza 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 rigidezze 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 impalcati 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.

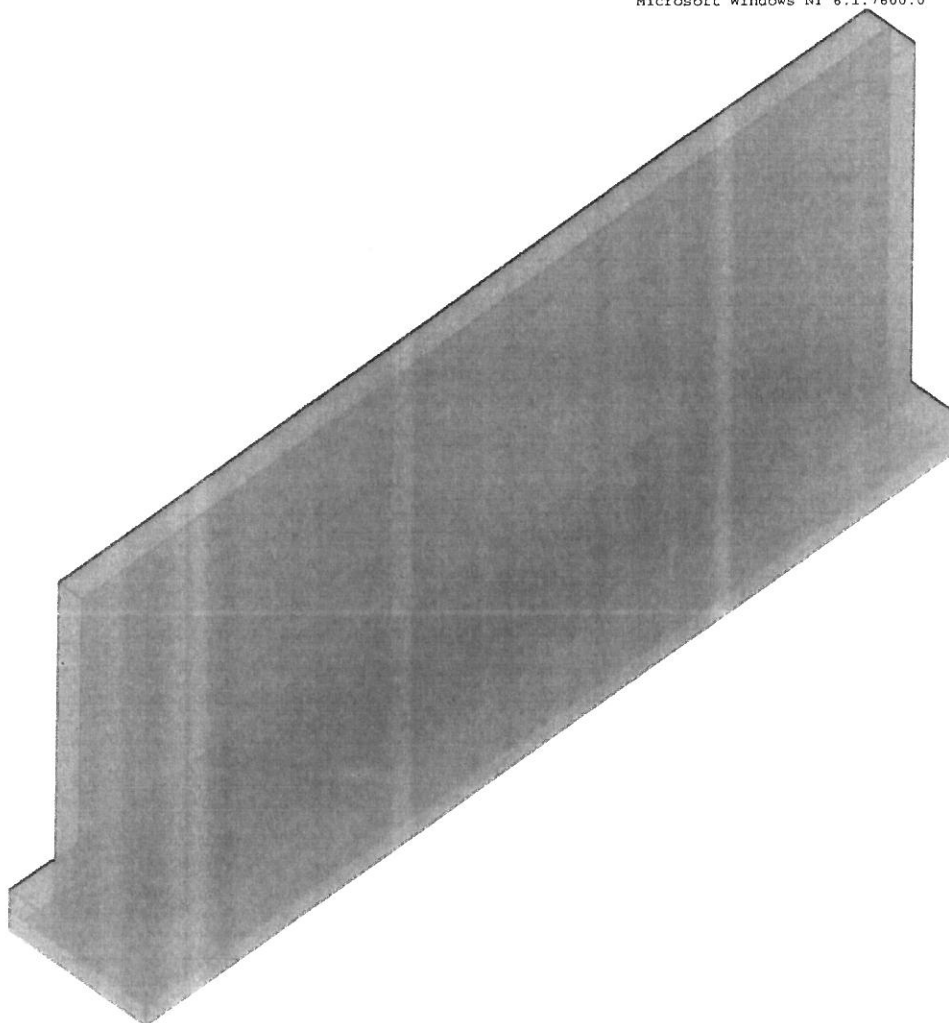
VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione. I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione. A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a OPCM 3431 o D.M. 14-01-08 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

3 Descrizione hardware

Processore
2,50GHz
Architettura
Frequenza
Memoria
Sistema operativo

Pentium(R) Dual-Core CPU E5200 ®
x86
2499 MHz
Microsoft Windows NT 6.1.7600.0



Verifiche

4 Materiali c.a.

Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.

Rck: Resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [daN/cm²]

E: Modulo di elasticità longitudinale del materiale. [daN/cm²]

Gamma: Peso specifico del materiale. [daN/cm³]

Poisson: Coefficiente di Poisson, viene impiegato nella modellazione di elementi bidimensionali. Il valore è adimensionale.

G: Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [daN/cm²]

Alfa: Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Descrizione	Rck	E	Gamma	Poisson	G	Alfa
C20/25	250	302005	0.0025	0.1	137274.97	0.00001

5 Armature

Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.

f_{yk}: Resistenza caratteristica. [daN/cm²]

Sigma amm.: Tensione ammissibile. [daN/cm²]

Tipo: Tipo di barra.

E: Modulo di elasticità longitudinale del materiale. [daN/cm²]

Gamma: Peso specifico del materiale. [daN/cm³]

Poisson: Coefficiente di Poisson, viene impiegato nella modellazione di elementi bidimensionali. Il valore è adimensionale.

G: Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [daN/cm²]

Alfa: Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Descrizione	f _{yk}	Sigma amm.	Tipo	E	Gamma	Poisson	G	Alfa
FeB 44 k aderenza migliorata	4300	2550	Aderenza migliorata	2060000	0.00785	0.3	792307.69	0.000012

6 Preferenze di analisi

Metodo di analisi

Tipo di costruzione

Vn

Classe d'uso

Vr

Tipo di analisi

Località

40.5898°; Longitudine (deg) 17.1178° (N 40° 35' 23"; E 17° 7' 4")

Zona sismica

Categoria del suolo

Categoria topografica

Ss orizzontale SLD

Tb orizzontale SLD

Tc orizzontale SLD

Td orizzontale SLD

Ss orizzontale SLV

Tb orizzontale SLV

Tc orizzontale SLV

Td orizzontale SLV

St

PVr SLD (%)

Tr SLD

Ag/g SLD

Fo SLD

Tc* SLD

PVr SLV (%)

Tr SLV

Ag/g SLV

Fo SLV

Tc* SLV

Smorzamento viscoso (%)

Classe di duttilità

Rotazione del sisma

Quota dello '0' sismico

Regolarità in pianta

Regolarità in elevazione

Edificio C.A.

Tipologia C.A.

alfaU/alfaf C.A.

alfaU/alfaf=(1.0+1.1)/2

Edificio legno

Altezza costruzione

C1

T1

Lambda SLD

Lambda SLV

Numero modi

Metodo di Ritz

Torsione accidentale semplificata

Torsione accidentale per piani flessibili

Eccentricità X (per sisma Y) livello "Fondazione"

Eccentricità Y (per sisma X) livello "Fondazione"

Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano 1"

Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano 1"

Limite spostamenti interpiano

Moltiplicatore sisma X per combinazioni di default

Moltiplicatore sisma Y per combinazioni di default

Fattore di struttura per sisma X

Fattore di struttura per sisma Y

Fattore di struttura per sisma Z

Coefficiente di sicurezza portanza fondazioni superficiali

Coefficiente di sicurezza scorrimento fondazioni superficiali

D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

2

50

II

50

Lineare dinamica

Taranto, Massafra - Latitudine (deg)

Zona 3

A

T1

1

0.1

0.299

1.756

1

0.106

0.317

2.104

1

63

50

0.039

2.423

0.299

10

475

0.126

2.49

0.317

5

CD"B"

0

0

No

No

Si

Strutture a telaio q0=3.0*alfaU/alfaf

Strutture a telaio di un piano

No

210

0.075

0.131

1

1

3

applicato

No

No

0

0

0

0

0.005

1

1

2.52

2.52

1.5

2.3

1.1

Coefficiente di sicurezza portanza punta pali infissi	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza laterale compressione pali infissi	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza laterale trazione pali infissi	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza punta pali trivellati	1.35
Coefficiente di sicurezza portanza laterale compressione pali trivellati	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza laterale trazione pali trivellati	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza punta micropali	1.35
Coefficiente di sicurezza portanza laterale compressione micropali	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza laterale trazione micropali	1.25
Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate	1.7

7 Preferenze del suolo

Fondazioni non modellate e struttura bloccata alla base	no	
Fondazioni bloccate orizzontalmente	no	
Considera peso sismico delle fondazioni	no	
Fondazioni superficiali e profonde su suolo elastoplastico	no	
Coefficiente di sottofondo verticale per fondazioni superficiali (default)	10	[daN/cm3]
Rapporto di coefficiente sottofondo orizzontale/verticale	0.5	
Pressione verticale limite sul terreno per abbassamento (default)	1	[daN/cm2]
Pressione verticale limite sul terreno per innalzamento (default)	1	[daN/cm2]
Metodo di calcolo della K verticale	Vesic	
Metodo di calcolo della portanza e della pressione limite	Vesic	
Spessore terreno riporto superiore pilanti e pali (default)	0	[cm]
Peso specifico terreno riporto superiore pilanti e pali (default)	0.0018	[daN/cm3]
Dimensione massima della discretizzazione del palo (default)	200	[cm]
Moltiplicatore coesione per pressione orizzontale limite nei pali	1	
Moltiplicatore spinta passiva per pressione orizzontale pali	1	
K punta palo (default)	4	[daN/cm3]
Pressione limite punta palo (default)	10	[daN/cm2]
Pressione limite rottura fondazioni superficiali	6.9	[daN/cm2]

8 Condizioni elementari di carico

Descrizione: Nome assegnato alla condizione elementare.

I/II: Descrive la classificazione della condizione (necessario per strutture in acciaio e in legno).

Durata: Descrive la durata della condizione (necessario per strutture in legno).

Psi0: Coefficiente moltiplicatore Psi0. Il valore è adimensionale.

Psi1: Coefficiente moltiplicatore Psi1. Il valore è adimensionale.

Psi2: Coefficiente moltiplicatore Psi2. Il valore è adimensionale.

Var.segno: Descrive se la condizione elementare ha la possibilità di variare di segno.

Descrizione	I/II	Durata	Psi0	Psi1	Psi2	Var.segno
Pesi strutturali		Permanente	0	0	0	
Permanenti portati	I	Permanente	0	0	0	
Acidentale	I	Media	0.7	0.5	0.3	
Delta T	II	Media	0.6	0.5	0	No
Sisma X SLV			0	0	0	
Sisma Y SLV			0	0	0	
Sisma Z SLV			0	0	0	
Eccentricità Y per sisma X SLV			0	0	0	
Eccentricità X per sisma Y SLV			0	0	0	
Sisma X SLD			0	0	0	
Sisma Y SLD			0	0	0	
Sisma Z SLD			0	0	0	
Eccentricità Y per sisma X SLD			0	0	0	
Eccentricità X per sisma Y SLD			0	0	0	
Rig. Ux			0	0	0	
Rig. Uy			0	0	0	
Rig. Rz			0	0	0	

9 Definizioni di carichi superficiali

Nome: Nome identificativo della definizione di carico.

Valori: Valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: Condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: Nome assegnato alla condizione elementare.

Valore: Modulo del carico superficiale applicato alla superficie. [daN/cm2]

Applicazione: Modalità con cui il carico è applicato alla superficie.

Nome	Condizione	Valore	Applicazione
	Descrizione		
carico idrostatico	Pesi strutturali	0	Verticale
	Permanenti portati	0	Verticale
	Acidentale	0.045	Verticale

10 Definizioni di carichi potenziali

Nome: Nome identificativo della definizione di carico.

Valori: Valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: Condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: Nome assegnato alla condizione elementare.

Valore i.: Valore del carico pressorio alla quota iniziale. [daN/cm2]

Quota i.: Quota assoluta in cui il carico pressorio assume il valore iniziale. [cm]

Valore f.: Valore del carico pressorio alla quota finale. [daN/cm²]

Quota f.: Quota assoluta in cui il carico pressorio assume il valore finale. [cm]

Nome	Condizione	Valore i.	Valore f.	Quota i.	Quota f.
	Descrizione				
spinta idrostatica	Pesi strutturali	0	210	0	0
	Permanenti portati	0	210	0	0
	Accidentale	0	210	0.21	0

11 Livelli

Descrizione breve: Nome sintetico assegnato al livello.

Descrizione: Nome assegnato al livello.

Quota: Quota superiore espressa nel sistema di riferimento assoluto. [cm]

Spessore: Spessore del livello. [cm]

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0	25
L2	Piano 1	210	0

12 Tronchi

Descrizione breve: Nome sintetico assegnato al tronco.

Descrizione: Nome assegnato al tronco.

Quota 1: Riferimento della prima quota di definizione del tronco. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [cm]

Quota 2: Riferimento della seconda quota di definizione del tronco. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [cm]

Descrizione breve	Descrizione	Quota 1	Quota 2
T1	Fondazione - Piano 1	Fondazione	Piano 1

13 Fili fissi di piano

Livello: Quota di inserimento esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [cm]

Punto: Punto di inserimento.

X: Coordinata X. [cm]

Y: Coordinata Y. [cm]

Estradosso: Distanza dalla quota di inserimento misurata in direzione ortogonale al piano della quota e con verso positivo verso l'alto. [cm]

Angolo: Angolo misurato dal semiasse positivo delle ascisse in verso antiorario. [deg]

Tipo: Tipo di simbolo.

Prefisso del testo: Prefisso del testo visualizzato a fianco del simbolo.

Livello	Punto	Estradosso	Angolo	Tipo	Prefisso del testo	Livello	Punto	Estradosso	Angolo	Tipo	Prefisso del testo
	X	Y					X	Y			
L1	329	365	0	0	Piano	2	L1	329	-135	0	0

14 Piastre C.A. di piano

Livello: Quota di inserimento esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [cm]

Sp.: Spessore misurato in direzione ortogonale al piano medio dell'elemento. [cm]

Punti: Punti di definizione in pianta.

I.: Indice del punto corrente nell'insieme dei punti di definizione dell'elemento.

X: Coordinata X. [cm]

Y: Coordinata Y. [cm]

Estr.: Distanza dalla quota di inserimento misurata in direzione ortogonale al piano della quota e con verso positivo verso l'alto. [cm]

Mat.: Riferimento ad una definizione di materiale cemento armato.

Car.sup.: Riferimento alla definizione di un carico superficiale. Accetta anche il valore "Nessuno".

Car.pot.: Riferimento alla definizione di un carico potenziale. Accetta anche il valore "Nessuno".

DeltaT: Riferimento alla definizione di una variazione termica. Accetta anche il valore "Nessuno".

Sovv.: Aliquota di sovrarresistenza da assicurare in verifica.

S.Z.: Indica se l'elemento deve essere verificato considerando il sisma verticale.

P.sup.: Peso per unità di superficie. [daN/cm²]

Fond.: Riferimento alla fondazione sottostante l'elemento.

Fori: Riferimenti a tutti gli elementi che forano la piastra.

Livello	Sp.	Punti	Estr.	Mat.	Car.sup.	Car.pot.	DeltaT	Sovv.	S.Z.	P.sup.	Fond.	Fori
		I.	X	Y								
L1	25	1	371.5	-135	0	C20/25	carico idrostatico	0	No	0.0625		
		2	371.5	365								
		3	286.5	365								
		4	286.5	-135								

15 Pareti C.A.

Tr.: Riferimento al tronco indicante la quota inferiore e superiore.

Sp.: Spessore misurato in direzione ortogonale al piano medio dell'elemento. [cm]

P.i.: Posizione del punto di inserimento rispetto ad una sezione verticale, vista dal punto iniziale verso il punto finale.

Punto i.: Punto iniziale in pianta.

hs	altezza dell'interpiano
Mxd	momento di progetto attorno all'asse x (fuori piano)
Myd	momento di progetto attorno all'asse y (nel piano)
NEd	sforzo normale di progetto
MEd	Momento flettente di progetto di progetto
VEd	sforzo di taglio di progetto
Ngrav.	sforzo normale dovuto ai carichi gravitazionali
NReale.	sforzo normale derivante dall'analisi
VRcd	resistenza a taglio dovuta alle bielle di calcestruzzo
epsilon	coefficiente di maggiorazione del taglio derivante dall'analisi
alfaS	MEd/(VEd*lw) formula 7.4.15
At	area tesa di acciaio
roh	rapporto tra area della sezione orizzontale dell'armatura di anima e l'area della sezione di calcestruzzo
rov	rapporto tra area della sezione verticale dell'armatura di anima e l'area della sezione di calcestruzzo
VRsd	resistenza a taglio della sezione con armature
Somma(Asj)- Al	somma delle aree delle barre verticali che attraversano la superficie di scorrimento
csi	altezza della parte compressa normalizzata all'altezza della sezione
Vdd	contributo dell'effetto spinotto delle armature verticali
Vfd	contributo della resistenza per attrito
Vid	contributo delle armature inclinate presenti alla base
VRd,s	valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento
l	luce netta della trave di collegamento
h	altezza della trave di collegamento
b	spessore della trave di collegamento
d	altezza utile della trave di collegamento
Asi	area complessiva della armatura a X
M,plast	momenti resistenti della trave a filo appoggio
T,plast	sforzi di taglio nella trave derivanti da gerarchia delle resistenze

Parete a "Fondazione - Piano 1"

Parete fra le coordinate in pianta (329;365) (329;-135)

da quota -25 a quota 210

Valori in daN, cm

C20/25: rck 250

fyk 4300

Verifica di stato limite ultimo

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
6	o	100	30	3.1	3.1	4.5	4.5	1.218	2 SLU	-1408	-277635	-1715	338048
	v	63	30	2.4	2.4	3.5	3.5	16.836	2 SLU	-52	-14599	-874	245784
18	o	100	30	3.1	3.1	4.5	4.5	1.218	2 SLU	-1408	-277635	-1715	338048
	v	63	30	2.4	2.4	3.5	3.5	16.836	2 SLU	-52	-14599	-874	245784

Combinazione rara

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st
Sm (mm)	c																
6	o	100	30	3.1	3.1	4.5	4.5	-34.4	2	-1.41E03	-1.85E05	2218.2	2	-1.41E03	-1.85E05	0.00	11.6
0.0	1																
	v	63	30	2.4	2.4	3.5	3.5	-2.5	2	-5.19E01	-9.73E03	155.5	2	-5.19E01	-9.73E03	0.00	1.0
0.0	1																
18	o	100	30	3.1	3.1	4.5	4.5	-34.4	2	-1.41E03	-1.85E05	2218.2	2	-1.41E03	-1.85E05	0.00	11.6
0.0	1																
	v	63	30	2.4	2.4	3.5	3.5	-2.5	2	-5.19E01	-9.73E03	155.5	2	-5.19E01	-9.73E03	0.00	1.0
0.0	1																

Combinazione frequente

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st
Sm (mm)	c																
6	o	100	30	3.1	3.1	4.5	4.5	-17.0	2	-1.41E03	-9.25E04	993.4	2	-1.41E03	-9.25E04	0.00	5.6
0.0	1																
	v	63	30	2.4	2.4	3.5	3.5	-1.2	2	-5.19E01	-4.87E03	72.3	2	-5.19E01	-4.87E03	0.00	0.5
0.0	1																
18	o	100	30	3.1	3.1	4.5	4.5	-17.0	2	-1.41E03	-9.25E04	993.4	2	-1.41E03	-9.25E04	0.00	5.6
0.0	1																
	v	63	30	2.4	2.4	3.5	3.5	-1.2	2	-5.19E01	-4.87E03	72.3	2	-5.19E01	-4.87E03	0.00	0.5
0.0	1																

Combinazione quasi permanente

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st
Sm (mm)	c																
6	o	100	30	3.1	3.1	4.5	4.5	-9.9	2	-1.41E03	-5.55E04	505.3	2	-1.41E03	-5.55E04	0.00	3.2
0.0	1																
	v	63	30	2.4	2.4	3.5	3.5	-0.7	2	-5.19E01	-2.92E03	39.0	2	-5.19E01	-2.92E03	0.00	0.3
0.0	1																
18	o	100	30	3.1	3.1	4.5	4.5	-9.9	2	-1.41E03	-5.55E04	505.3	2	-1.41E03	-5.55E04	0.00	3.2
0.0	1																
	v	63	30	2.4	2.4	3.5	3.5	-0.7	2	-5.19E01	-2.92E03	39.0	2	-5.19E01	-2.92E03	0.00	0.3
0.0	1																

Platea a "Fondazione"

Valori in daN, cm

C20/25: rck 250

fyk 4300

Verifica di stato limite ultimo

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
9	o	85	25	3.1	3.1	4.5	4.5	40.851	6 SLU	284	3383	11620	-138195
	v	100	25	3.1	3.1	3.5	3.5	1.699	6 SLU	-812	161166	-1379	-273770
15	o	85	25	3.1	3.1	4.5	4.5	40.851	6 SLU	284	3383	11620	-138195
	v	100	25	3.1	3.1	3.5	3.5	1.699	6 SLU	-812	161166	-1379	-273770
18	o	85	25	3.1	3.1	4.5	4.5	50.024	6 SLU	145	3662	7278	-183209
	v	100	25	3.1	3.1	3.5	3.5	1.706	6 SLU	-936	161789	-1597	-276060

Combinazione rara	nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st
0.0 1	9	o	85	25	3.1	3.1	4.5	4.5	-0.6	2	1.65E02	2.26E03	72.0	2	1.92E02	2.31E03	0.00	0.3
0.0 1		v	100	25	3.1	3.1	3.5	3.5	-26.5	2	-5.41E02	1.10E05	1649.5	2	-5.41E02	1.10E05	0.00	10.0
0.0 1	15	o	85	25	3.1	3.1	4.5	4.5	-0.6	2	1.65E02	2.26E03	72.0	2	1.92E02	2.31E03	0.00	0.3
0.0 1		v	100	25	3.1	3.1	3.5	3.5	-26.5	2	-5.41E02	1.10E05	1649.5	2	-5.41E02	1.10E05	0.00	10.0
0.0 1	18	o	85	25	3.1	3.1	4.5	4.5	-0.7	2	-2.31E01	2.56E03	58.8	2	9.97E01	2.49E03	0.00	0.3
0.0 1		v	100	25	3.1	3.1	3.5	3.5	-26.6	2	-6.25E02	1.10E05	1642.4	2	-6.25E02	1.10E05	0.00	10.1

Combinazione frequente	nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st
0.0 1	9	o	85	25	3.1	3.1	4.5	4.5	-0.4	2	1.06E02	1.36E03	41.2	2	1.06E02	1.36E03	0.00	0.2
0.0 1		v	100	25	3.1	3.1	3.5	3.5	-15.4	2	-2.71E02	6.37E04	964.4	2	-2.71E02	6.37E04	0.00	5.8
0.0 1	15	o	85	25	3.1	3.1	4.5	4.5	-0.4	2	1.06E02	1.36E03	41.2	2	1.06E02	1.36E03	0.00	0.2
0.0 1		v	100	25	3.1	3.1	3.5	3.5	-15.4	2	-2.71E02	6.37E04	964.4	2	-2.71E02	6.37E04	0.00	5.8
0.0 1	18	o	85	25	3.1	3.1	4.5	4.5	-0.4	2	-6.11E00	1.46E03	34.5	2	6.03E01	1.45E03	0.00	0.2
0.0 1		v	100	25	3.1	3.1	3.5	3.5	-15.4	2	-3.14E02	6.39E04	960.4	2	-3.14E02	6.39E04	0.00	5.9

Combinazione quasi permanente	nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st
0.0 1	9	o	85	25	3.1	3.1	4.5	4.5	-0.3	2	7.07E01	9.89E02	28.8	2	7.07E01	9.89E02	0.00	0.1
0.0 1		v	100	25	3.1	3.1	3.5	3.5	-10.9	2	-1.62E02	4.53E04	690.3	2	-1.62E02	4.53E04	0.00	4.2
0.0 1	15	o	85	25	3.1	3.1	4.5	4.5	-0.3	2	7.07E01	9.89E02	28.8	2	7.07E01	9.89E02	0.00	0.1
0.0 1		v	100	25	3.1	3.1	3.5	3.5	-10.9	2	-1.62E02	4.53E04	690.3	2	-1.62E02	4.53E04	0.00	4.2
0.0 1	18	o	85	25	3.1	3.1	4.5	4.5	-0.3	2	9.56E-01	1.03E03	24.9	2	4.49E01	1.03E03	0.00	0.1
0.0 1		v	100	25	3.1	3.1	3.5	3.5	-11.0	2	-1.90E02	4.54E04	687.7	2	-1.90E02	4.54E04	0.00	4.2

9. CONCLUSIONI

Per quanto descritto in precedenza, si considera verificata l'opera di cui all'oggetto alle azioni previste.

Altamura,

Il Tecnico: