

E78 GROSSETO - FANO
Tratto Nodo di Arezzo – Selci – Lama (E45)
Adeguamento a quattro corsie del tratto
San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, 1° lotto

PROGETTO DEFINITIVO

FI 508

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

IL GEOLOGO <i>Dott. Geol. Roberto Salucci</i> Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 633	I PROGETTISTI SPECIALISTICI <i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111	PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria) GP INGEENNERIA <i>GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</i> (Mandante)
COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE <i>Arch. Santo Salvatore Vermiglio</i> Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270	<i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657	(Mandante)    <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i>
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO <i>Ing. Francesco Pisani</i>	<i>Ing. Matteo Bordugo</i> Ordine Ingegneri Provincia di Pordenone al n. 790A	(Mandante) PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):
VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO <i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i>	<i>Ing. Giuseppe Resto</i> 20629 Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629	<i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> 

OPERE D'ARTE MINORI – OPERE DI ATTRAVERSAMENTO
Asse principale
TM16 Tombino alla progr. 5+800 (Grosseto)
Relazione tecnica

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO LIV.PROG ANNO DPFI508 D 23	P01TM16STRRE01_B		
	CODICE ELAB. P01TM16STRRE01	B	
D			
C			
B	Revisione a seguito Istruttoria n°U. 0016028.09–01–202	Gennaio '24	Guidobaldi
A	Emissione	Agosto '23	Guidobaldi
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO
VERIFICATO	APPROVATO		

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
2.1	ELABORATI DI RIFERIMENTO	5
3	MATERIALI	6
3.1	CALCESTRUZZO	6
3.2	ACCIAIO B450C	6
3.3	VERIFICA S.L.E.	6
3.3.1	Verifiche alle tensioni	6
3.3.2	Verifiche a fessurazione	7
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	8
4.1	TERRENO DI RICOPRIMENTO/RINTERRO	8
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	9
5.1	VITA NOMINALE.....	9
5.2	CLASSE D'USO.....	9
5.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	9
5.4	ACCELERAZIONE DI PROGETTO	9
5.5	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	10
5.6	AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA.....	11
6	MODELLO DI CALCOLO	12
6.1	DESCRIZIONE DEL PROBLEMA	12
6.2	SCHEDA PROGRAMMA SCATOLARI	14
7	TM16.....	17
7.1	ANALISI DEI CARICHI.....	18
7.1.1	Peso proprio.....	18
7.1.2	Sovraccarico sul terrapieno	18
7.1.3	Spinta del terreno in condizioni statiche	18
7.1.4	carichi mobili verticali	19
7.1.5	Azioni di frenatura	20
7.1.6	Spinta del sovraccarico sui ritti.....	20
7.1.7	Azione sismica inerziale	20
7.1.8	Spinta sismica terreno.....	21
7.2	APPLICAZIONE DEI CARICHI	22
7.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	23

PROGETTAZIONE ATI:

7.3.1	SLU.....	24
7.3.2	SLE.....	24
7.4	VERIFICHE SLU	25
7.5	VERIFICHE SLE	29
7.5.1	Fessurazione	29
7.5.2	Controllo tensioni	32
7.6	VERIFICHE CORDOLO GUARDRAIL.....	37
7.7	VERIFICA GABBIONATE IMBOCCO/SBOCCO	41
7.8	VERIFICA POZZETTO DI CADUTA	50
7.8.1	Geometria	50
7.8.2	Modellazione e carichi applicati.....	51
7.8.3	Verifiche SLU	57
7.8.3.1	Verifica di resistenza a presso-flessione SLU.....	57
7.8.3.2	Verifica di resistenza a taglio SLU.....	58
7.8.3.3	Verifica delle tensioni in esercizio.....	59
7.8.3.4	Verifiche dello stato fessurativo.....	59

PROGETTAZIONE ATI:

1 PREMESSA

Il presente lavoro si colloca all'interno del progetto della "Tratto Nodo di Arezzo – Selci – Lama (E45) Adeguamento a quattro corsie del tratto San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, 1° lotto (FI508)".

Nello specifico, si riporta la progettazione del tombino TM16 di sezione interna 200 x 200 cm nelle zone correnti e di 3x4.65 nelle zone di salto.

La sezione trasversale retta ha una larghezza interna di $L_{int} = 2.00$ m ed un'altezza netta di $H_{int} = 2.00$ m; lo spessore della platea di fondazione è di $S_f = 0.50$ m, lo spessore dei piedritti è di $S_p = 0.50$ m e lo spessore della soletta di copertura è di $S_s = 0.50$ m.

Nell'immagine seguente si riporta una sezione trasversale dell'opera.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.

PROGETTAZIONE ATI:

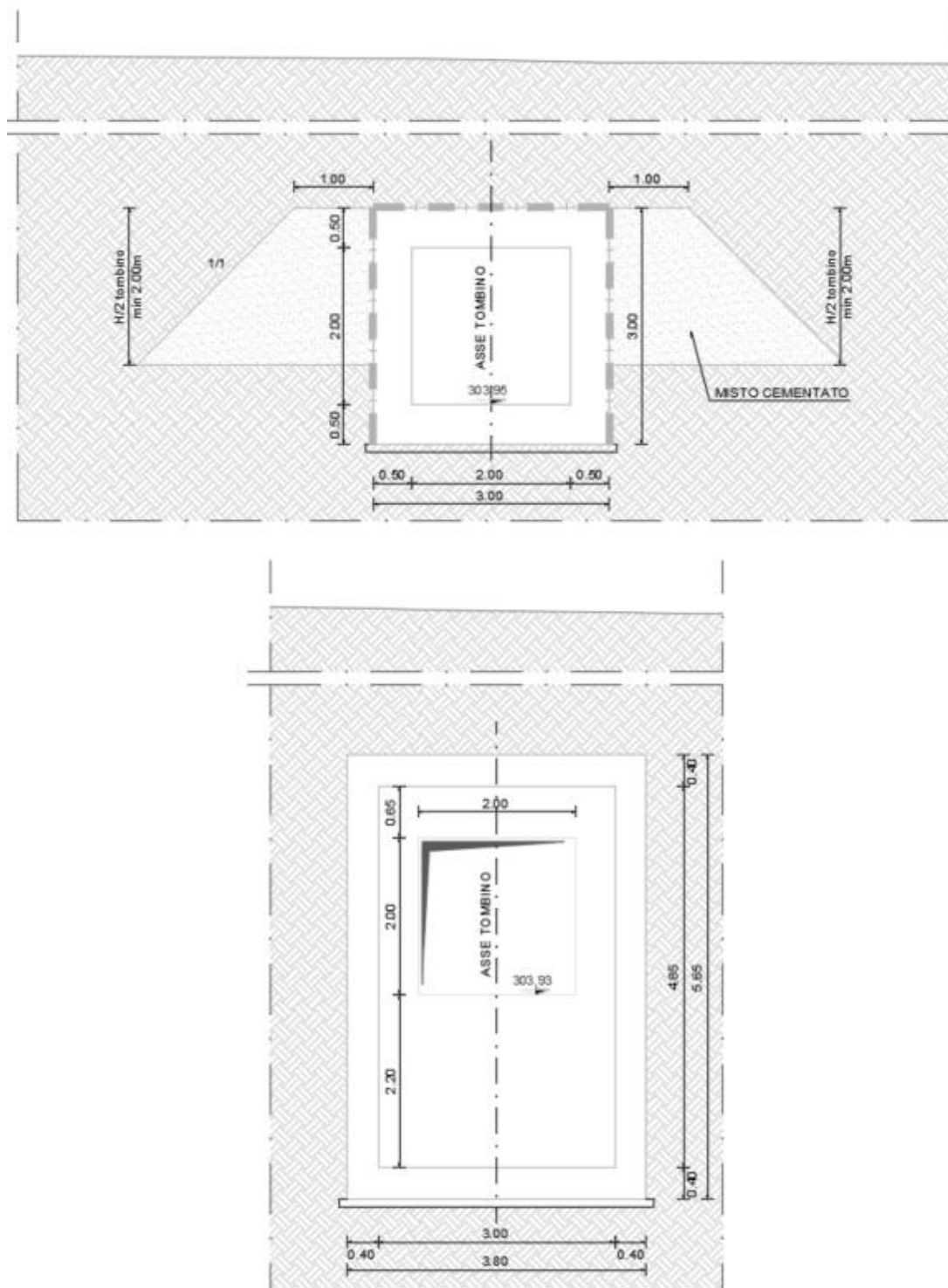


Figura 1 – Sezione trasversale corrente e in corrispondenza dei pozzi

PROGETTAZIONE ATI:

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- L. n. 64 del 2/2/1974“Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- - L. n. 1086 del 5/11/1971“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- - Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- - Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- - Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010.
- - UNI EN 206-1:2006 Parte 1: Calcestruzzo-Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- - EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- - EUROCODICE 7: progettazione geotecnica
- - Eurocodice 8. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

2.1 ELABORATI DI RIFERIMENTO

Costituiscono parte integrante di quanto esposto nel presente documento, l'insieme degli elaborati di progetto specifici relativi all'opera in esame e riportati in elenco elaborati.

PROGETTAZIONE ATI:

3 MATERIALI

Il calcestruzzo adottato corrisponde alla Classe C30/37, mentre l'acciaio in barre ad aderenza migliorata corrisponde alla classe B450C. Di seguito vengono elencate le specifiche.

3.1 CALCESTRUZZO

Per lo scatolare si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito, in accordo con le norme vigenti:

CLASSE CONGLOMERATO		C30/37
Resistenza caratt. cubica a 28 gg.	R_{ck}	370 daN/cm ²
Classe di esposizione		XC4
Resistenza caratt. cilindrica a 28 gg.	f_{ck}	300.0 daN/cm ²
Valore medio resistenza cilindrica	f_{cm}	380.0 daN/cm ²
Resistenza calcolo breve durata	f_{cd} (breve)	200.0 daN/cm ²
Resistenza calcolo lunga durata	f_{cd} (lunga)	170.0 daN/cm ²
Resistenza media a traz. assiale	f_{ctm}	29.0 daN/cm ²
Modulo di Young	E	330000 daN/cm ²

Classe minima di consistenza: S4

Nel caso in esame si utilizzerà un copriferro di cm 4,5.

3.2 ACCIAIO B450C

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ MPa};$
Tensione di progetto:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$
in cui $\gamma_m = 1.15$	$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa};$
Modulo Elastico	$E_s = 210'000 \text{ Mpa}$

3.3 VERIFICA S.L.E.

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato

3.3.1 VERIFICHE ALLE TENSIONI

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente".

PROGETTAZIONE ATI:

4.1.2.2.5 Stato limite di limitazione delle tensioni

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

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

3.3.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente in condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV] In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Risultando:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Per strutture in condizioni ambientali aggressive, qual è il caso delle strutture in esame (XC4), per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

- Combinazione Frequente $\delta_f \leq 0.3 \text{ mm}$
- Combinazione Quasi Permanente $\delta_f \leq 0.2 \text{ mm}$

PROGETTAZIONE ATI:

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

4.1 TERRENO DI RICOPRIMENTO/RINTERRO

Per il terreno di ricoprimento e per il calcolo delle spinte dovute al terreno sono state assunte le seguenti caratteristiche, in accordo con la relazione geotecnica:

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 25^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata

L'opera non è interessata da falda.

Il valore della costante di sottofondo viene assunto in via conservativa considerando valori di letteratura e posto pari a circa 1 kg/cm^3 .

PROGETTAZIONE ATI:

5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 2018.

5.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione **2**: *“Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale”* (D.M. 17 gennaio 2018’ ”).

La vita nominale risulta pertanto $V_N \geq 50 \text{anni}$.

5.2 CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla **Classe IV**: *“Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica”* (D.M. 17 gennaio 2018’ ”).

Con riferimento alla classe d'uso sopra definita il coefficiente d'uso è $C_u=2.0$.

5.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U .

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \text{ anni} \times 2.0 = 100 \text{ anni}$$

Le probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è pari al 63% nel caso dello stato limite di esercizio SLD mentre è pari al 10% nel caso dello stato limite ultimo SLV.

5.4 ACCELERAZIONE DI PROGETTO

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle N.T.C. 2018, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle N.T.C. 2018 sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50-esimo percentile ed attribuendo ad:

PROGETTAZIONE ATI:

- a_g il valore previsto dalla pericolosità sismica
- F_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC18 sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vita di riferimento. A tal fine occorre fissare:

la vita di riferimento V_R della costruzione,

le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono riportati di seguito.

Parametri di Pericolosità Sismica

<i>Stato Limite</i>	T_R	$a_g = A_g/g$	F_0	T_C^*
<i>Operatività (SLO)</i>	60	0.069	2.537	0.275
<i>Danno (SLD)</i>	101	0.087	2.467	0.281
<i>Salvag. Vita (SLV)</i>	949	0.192	2.445	0.295
<i>Collasso (SLC)</i>	1950	0.236	2.467	0.305

5.5 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Sulla base di quanto si desume dalle caratteristiche generali del terreno caratterizzante l'area nella quale è racchiuso il sito in oggetto, il suolo presente è classificato in via cautelativa in **Categoria E**.

PROGETTAZIONE ATI:

5.6 AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, la Normativa Italiana (D.M. 17/01/2018) prevede che vengano presi in considerazione gli effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Per tener conto di tali effetti di sito, nei casi in cui il sottosuolo può essere classificato secondo un approccio semplificato e in mancanza di indagini accurate che permettano la definizione di un modello di sottosuolo per la realizzazione di più rigorose analisi di risposta sismica locale, la norma prescrive che la forma spettrale su suolo elastico di categoria A venga modificata attraverso il coefficiente stratigrafico SS, il coefficiente topografico ST e il coefficiente Cc, che modifica il valore del periodo Tc.

Come indicato nei paragrafi precedenti, nel presente progetto per la valutazione degli effetti di amplificazione stratigrafica, sono state condotte specifiche analisi numeriche monodimensionali, mentre per quanto riguarda gli effetti amplificazione topografica è stata utilizzata la classificazione indicata nella tabella 3.2.III-Categorie topografiche delle NTC2018:

CATEGORIA DI TOPOGRAFICA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Per tener conto delle condizioni topografiche si utilizzano i valori del coefficiente topografico ST riportati nella Tab. 3.2.V - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S (NTC2018), in funzione delle categorie topografiche definite e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base, dove ST assume valore unitario.

CATEGORIA DI TOPOGRAFICA	UBICAZIONE DELL'OPERA	S _T
T1	-	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1.2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1.4

Per il seguente progetto viene utilizzata la categoria topografica T1.

PROGETTAZIONE ATI:

6 MODELLO DI CALCOLO

Il calcolo è effettuato con il software excel rilasciato con il manuale di calcolo *M.Mancina, R.Nori, P.Iasiello – Progetti e Calcoli di Geotecnica con Excel vol.2 – ed.DEL*. Tale approccio di calcolo utilizza schemi bidimensionali ed è ritenuto valido per il caso di che trattasi. I risultati in termini di sollecitazioni e verifiche sono in linea con quelle trovate con modelli bidimensionali fem ed in genere a favore di sicurezza.

6.1 DESCRIZIONE DEL PROBLEMA

Il foglio di calcolo è basato sul metodo degli elementi finiti e dedicato al calcolo di strutture scatolari interrate. Si tratta di elementi molto comuni nelle opere infrastrutturali per la realizzazione di tombini idraulici, sottoattraversamenti stradali o ferroviari, ecc; è quindi sviluppato questo semplice strumento per il calcolo delle sollecitazioni e la verifica, che consente di trattare i casi più comuni. Il problema è quello dell'interazione terreno struttura e della ricerca del regime di sollecitazione negli elementi strutturali, in questo tipo di opere non costituisce invece un problema, nei casi abituali, quello del carico limite del complesso terreno-struttura, potendosi ritenere l'opera sicuramente "compensata". Lo schema di calcolo che si adotta è quello di un modello piano (stato di deformazione piana). Il sistema si riduce quindi ad un insieme di aste che interagiscono con il terreno modellato attraverso un letto di molle elastiche verticali (modello alla Winkler).

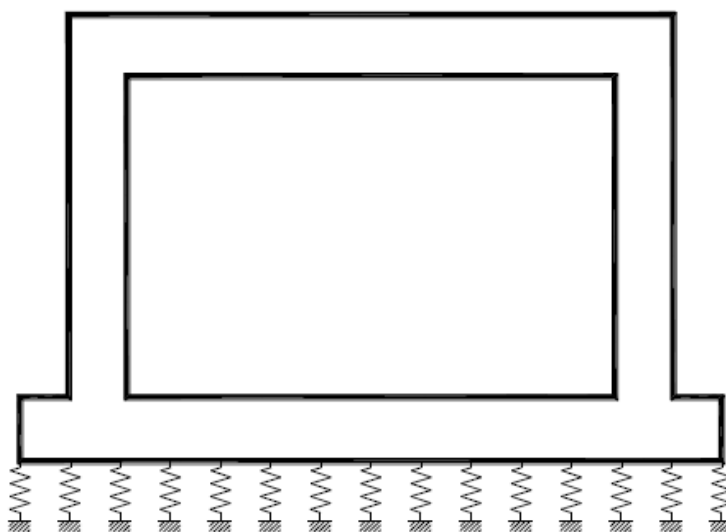


Figura 2 Schematizzazione scatolare

Per garantire la stabilità del modello anche sotto l'azione di spinte orizzontali dissimmetriche (ad esempio il sisma) è necessario ricorrere anche a vincoli orizzontali. Nel programma sviluppato si applica ad ogni nodo della fondazione una molla orizzontale di rigidità pari alla metà di quella verticale. La disposizione di tali vincoli non è in genere molto rilevante ai fini dei risultati delle analisi. Si considerano in questo caso tre gradi di libertà per ciascun nodo, i due spostamenti nel piano e la rotazione intorno ad un asse ortogonale al piano stesso. La rigidità da attribuire alle molle di base può essere ricavata da prove di carico su piastra o facendo riferimento a valori di letteratura. Per quanto si debba porre attenzione a non sovrastimare

PROGETTAZIONE ATI:

tale parametro, è bene sottolineare il fatto che la correlazione per materiali coesivi con le prove di carico su piastra, applicata agli scatolari di maggiori dimensioni, porta talvolta a valori eccessivamente bassi del modulo di reazione che non hanno senso fisico.

Le spinte del terreno devono essere calcolate preferibilmente considerando le pareti impedito di muoversi, quindi può farsi riferimento al coefficiente di spinta a riposo k_0 eventualmente tenendo conto degli effetti del costipamento del terrapieno.

È da ritenersi concettualmente errata l'adozione di coefficienti di spinta attiva in quanto è difficile che in questo tipo di opere le pareti possano subire spostamenti sufficienti a portare il terreno nelle condizioni limite di rottura. L'adozione di coefficienti di spinta più bassi di quelli di riposo possono trovare giustificazione solo per analisi aggiuntive con le quali si intendano massimizzare in modo fittizio le sollecitazioni in campata per la soletta di copertura e di fondazione.

Anche per le azioni sismiche deve farsi riferimento a metodi che ipotizzano pareti rigide (metodo di Wood) indicato dalla normativa.

I carichi accidentali sulla soletta di copertura sono in genere quelli previsti dalla normativa per i ponti stradali o ferroviari. Le azioni puntuali o ripartite sull'area di impronta sono poi diffuse fino all'asse della soletta

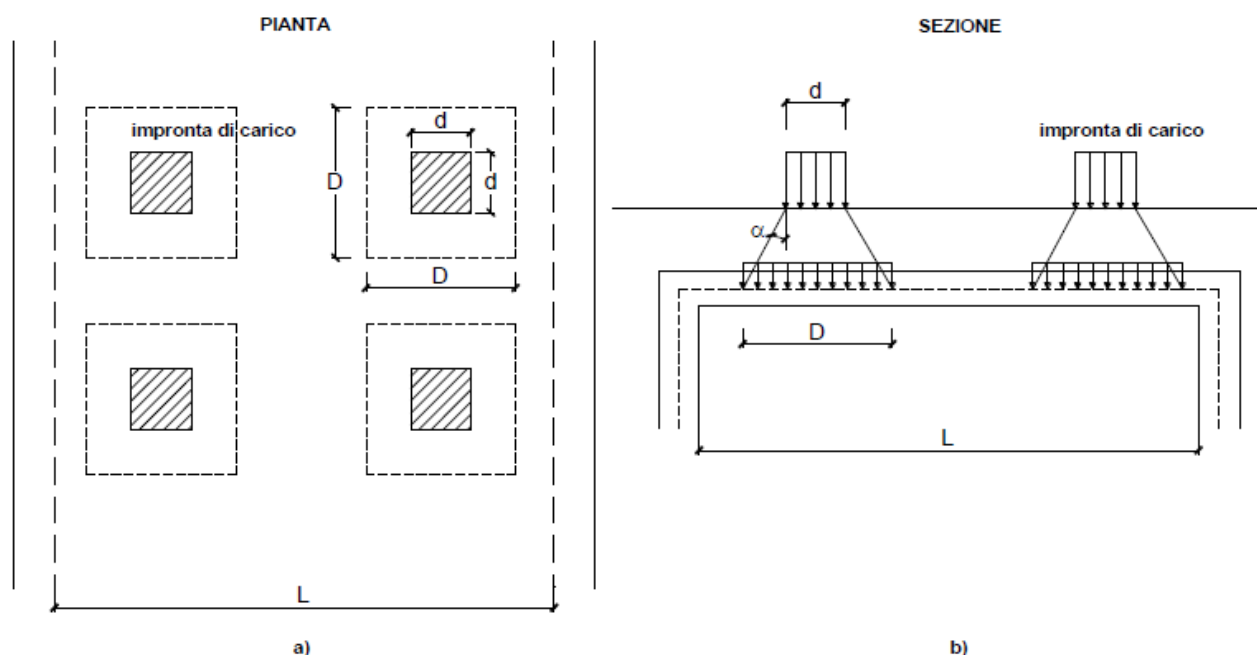


Figura 3 Ripartizione dei carichi

Trattando il problema con modelli piani è necessario ridurre anche questi carichi alla lunghezza unitaria. La ripartizione avviene sia in direzione trasversale allo scatolare sia in quella longitudinale. Per quest'ultima, può essere eccessivamente cautelativo considerare il carico solo sulla parte di soletta effettivamente interessata dalla diffusione del carico, trascurando completamente l'effetto piastra che rende collaboranti fasce più ampie della soletta di copertura. Il progettista può quindi assumere una fascia collaborante, da considerare interessata dal carico, che può essere stimata come una frazione della larghezza dello scatolare (in genere $L/4$ o $L/2$ per lato) e tenendo comunque anche in conto la larghezza di ciascuna corsia di carico ed il numero di corsie caricate.

È da osservare che il corretto comportamento a piastra della struttura deve essere assicurato da un'armatura di ripartizione opportunamente realizzata.

PROGETTAZIONE ATI:

6.2 SCHEDE PROGRAMMA SCATOLARI

La tipologia strutturale adottata è quella di un portale rettangolare, chiuso dalla trave di fondazione, su suolo elastico alla Winkler. La trave di fondazione può essere dotata eventualmente di due sbalzi laterali.

La generazione dei nodi è automatica, la numerazione di nodi ed elementi è riportata in figura

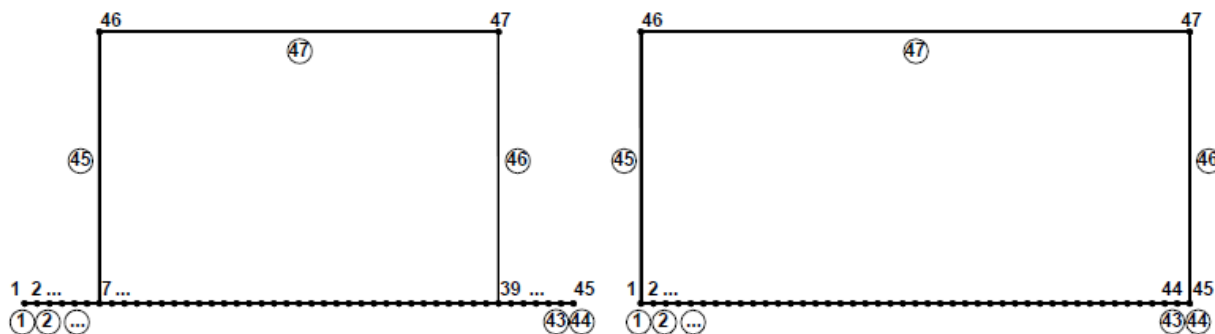


Figura 4 Numerazione nodi ed elementi

Il terreno in cui lo scatolare è immerso è suddiviso in tre strati a cui è possibile assegnare differenti caratteristiche:

- ricoprimento gravante direttamente sul traverso (può avere anche spessore nullo);
- rinfiando a sinistra ed a destra dei due piedritti;
- fondazione.

È prevista la presenza di una falda a profondità variabile.

Il programma considera otto condizioni elementari di carico:

1. peso proprio dello scatolare più peso del terreno gravante sul traverso e sugli eventuali sbalzi della fondazione
2. spinta del terreno in condizioni statiche più spinta della falda sulle pareti e sottospinta in fondazione per effetto dell'eventuale altezza di falda assegnata
3. prima distribuzione dei sovraccarichi accidentali sulla soletta
4. seconda distribuzione dei sovraccarichi accidentali sulla soletta
5. sovraccarico sul terrapieno sul lato sinistro
6. sovraccarico sul terrapieno sul lato destro
7. frenatura
8. sisma

La spinta esercitata dal terrapieno sulle pareti è calcolata sulla base del coefficiente di spinta assegnato k_{st} . Si suggerisce, come detto, di utilizzare il coefficiente di spinta a riposo.

È possibile inserire due distribuzioni distinte dei carichi accidentali in corrispondenza della soletta. Ciascuna distribuzione può comprendere fino a tre impronte di carico ciascuna con un proprio valore del carico applicato. Comune ai tre carichi deve essere la dimensione dell'impronta di carico. Per ciascuna impronta deve essere precisata la posizione rispetto all'asse dello scatolare asse assumendo come positive le ascisse dei carichi posti alla destra dell'asse

PROGETTAZIONE ATI:

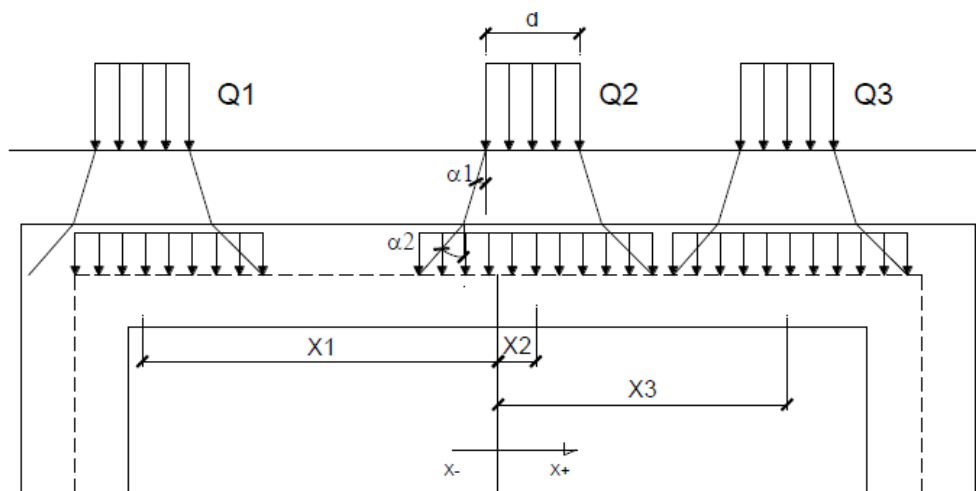


Figura 5 Applicazione carichi accidentali

Il carico Q_i da riportare, in kN, rappresenta il peso complessivo dell'impronta. Il carico applicato al modello numerico è ottenuto dal valore di Q_i diviso per la larghezza di ripartizione trasversale e per la larghezza collaborante.

Oltre al carico concentrato Q_i si può applicare contestualmente un carico uniformemente distribuito. Al carico concentrato e a quello distribuito è applicato lo stesso coefficiente di combinazione. Al carico distribuito non è applicata la ripartizione.

È possibile inserire due angoli di diffusione, uno per il terreno di ricoprimento, l'altro per la soletta

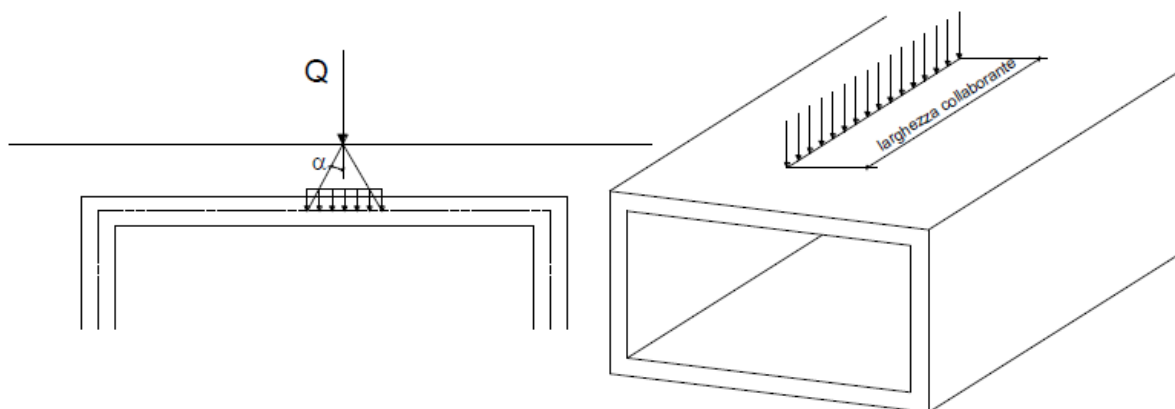


Figura 6

Il sovraccarico sul terrapieno, applicato sul lato destro o sinistro dello scatolare, determina un carico distribuito pari a q_{kst} . Il sovraccarico sul lato sinistro dà azioni concordi a quelle del sisma e della frenatura.

È possibile applicare un'azione aggiuntiva alla quota della soletta che può simulare ed esempio quella di frenamento o avviamento. Si ricorda comunque che non si assume una reazione orizzontale per il terreno di rinfiacco, pertanto tutte le azioni sono bilanciate dalle molle di fondazione. Questa azione può risultare, quindi, abbastanza gravosa.

Per quel che riguarda il sisma, la variazione di spinta del terreno di rinfiacco è espressa attraverso il carico q_{sism} che può essere calcolato con la teoria di Wood. L'incremento di spinta sismico è applicato come incremento su una parete e decremento sull'altra.

PROGETTAZIONE ATI:

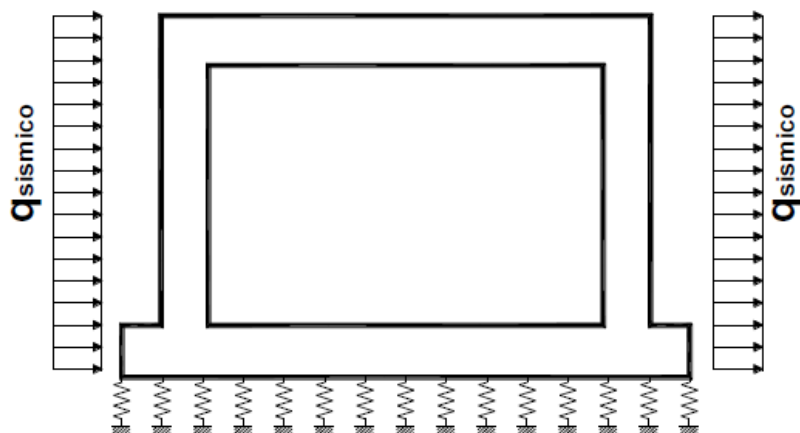


Figura 7 Incremento sismico sulle pareti

È data possibilità al progettista di considerare o meno l'inerzia sismica orizzontale del terreno sovrastante la soletta, selezionando la relativa casella di opzione. Solo per piccoli spessori di ricoprimento si può ritenere che l'inerzia sismica del ricoprimento sia assorbita dalle strutture dello scatolare. Per i ricoprimenti maggiori considerare questa inerzia sismica può essere eccessivamente gravoso.

Le restanti forze d'inerzia orizzontali dovute al peso proprio della struttura sono assegnate direttamente dal programma come carichi distribuiti applicati alle travi.

Il programma considera solo le azioni sismiche orizzontali, calcolate sulla base del coefficiente di intensità sismica k_h , e non gli incrementi verticali.

E' possibile definire fino a dieci combinazioni di carico.

In base ai valori inseriti nei coefficienti di combinazione, si eseguiranno le verifiche relative. Sono presenti tre fogli di calcolo per le seguenti verifiche strutturali:

- stato limite ultimo
- fessurazione
- tensione

In ciascun foglio è necessaria una iniziale caratterizzazione dei materiali utilizzati e, in relazione alla verifica che si sta eseguendo, i coefficienti parziali o i limiti di fessurazione.

Le verifiche allo stato limite ultimo sono presentate sia a pressoflessione sia a taglio. In quest'ultimo caso è possibile inserire un'armatura costituita da sole staffe.

Per ciascuna parte strutturale, soletta, pareti e fondazione, è presentato l'involuppo delle sollecitazioni e la tabella di verifica. Le verifiche sono effettuate nelle sezioni indicate nel disegno.

Nella verifica della sezione 4 di soletta e fondazione, il programma non assume il momento necessariamente a metà luce, ma ricerca il massimo momento in un intorno della mezzera stessa. I risultati sono presentati anche in forma tabellare. Nel foglio "comb" sono presentati gli involuppi di sollecitazione; nel foglio "pressioni" sono raccolti i valori di pressione al contatto fondazione-terreno ed infine nel foglio "spostamenti" sono presentati gli spostamenti nelle condizioni elementari. In quest'ultimo foglio è anche possibile avere una visualizzazione della deformata (amplificata) nelle diverse combinazioni di carico.

7 **TM16**

La sezione trasversale retta ha una larghezza interna di $L_{int} = 2.00$ m ed un'altezza netta di $H_{int} = 2.0$ m; la sezione in corrispondenza del salto ha una larghezza interna di $L_{int} = 3.00$ m ed un'altezza netta di $H_{int} = 4.65$ m. Lo spessore della platea di fondazione è di $S_f = 0.50$ m, lo spessore dei piedritti è di $S_p = 0.50$ m e lo spessore della soletta di copertura è di $S_s = 0.50$ m.

Il riepilogo dell'armatura considerata è riportato qui di seguito. L'armatura a taglio è effettivamente prevista solamente nelle sezioni in cui è necessaria (vedere par. delle verifiche allo SLU)

3x3	POSIZIONE	ARMATURA LONGITUDINALE		ARMATURA TRASVERSALE		SPILLI			INCIDENZA
		Φ [mm]	passo [mm]	Φ [mm]	passo [mm]	Φ [mm]	num/ metro	passo [mm]	kg/mc
SOLETTA SUPERIORE	SUP	20	200	16	200	10	4	250	101
	INF	20	200	16	200				
SOLETTA INFERIORE	SUP	20	200	16	200	10	4	250	101
	INF	20	200	16	200				
PIEDRITTI	SUP	20	200	16	200	10	4	250	101
	INF	20	200	16	200				

PROGETTAZIONE ATI:

7.1 ANALISI DEI CARICHI

7.1.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio del sottopasso scatolare è calcolato assumendo per il calcestruzzo armato una densità di peso pari a:

$$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN} / \text{m}^3$$

7.1.2 SOVRACCARICO SUL TERRAPIENO

I carichi considerati sono i seguenti

- Peso della pavimentazione
- Carico accidentale nelle zone esterne all'ingombro dello scatolare pari al carico distribuito di corsia 1
- Peso del terreno.

Descrizione	Proprietà	Sigla	Valore	[unità]
Pacchetto Stradale	<i>spessore</i>	H_{ps}	0.4	[m]
	<i>peso specifico</i>	γ_{ps}	24	[kN/m ³]
Carico corsia 1	peso distribuito	P	9	[kN/m ²]

Totale applicato = $0.4 \times 24 + 9 = 18.6$, approssimato a 20 kN/m²

rinterro	<i>spessore</i>	H_r	6	[m]
	<i>peso specifico</i>	γ_r	20	[kN/m ³]

7.1.3 SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE

Per il calcolo della spinta statica sulla struttura senza sovraccarico è stato considerato il coefficiente di spinta a riposo k_0 .

La pressione orizzontale efficace del terreno $\sigma'_h (Z)$ viene posta pari a

$$\sigma'_h (Z) = k_0 \sigma'_{v(Z)} = k_0 \gamma \cdot Z.$$

dove

$$k_0 = 1 - \sin(\phi) = 0.58$$

PROGETTAZIONE ATI:

Si riporta in Figura 8 lo schema delle azioni sui piedritti.

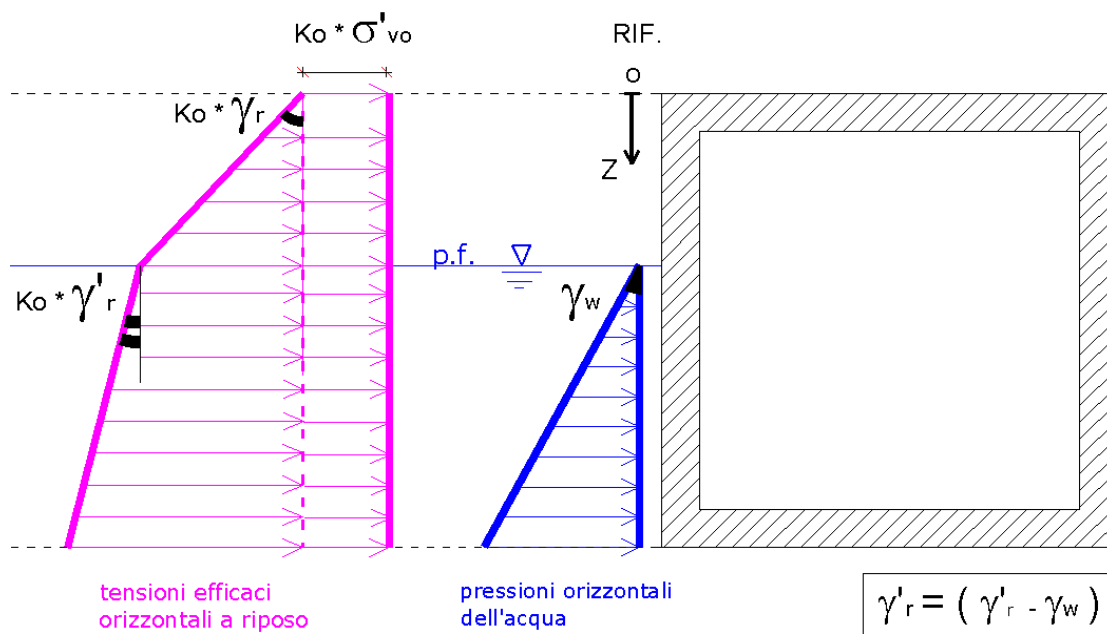
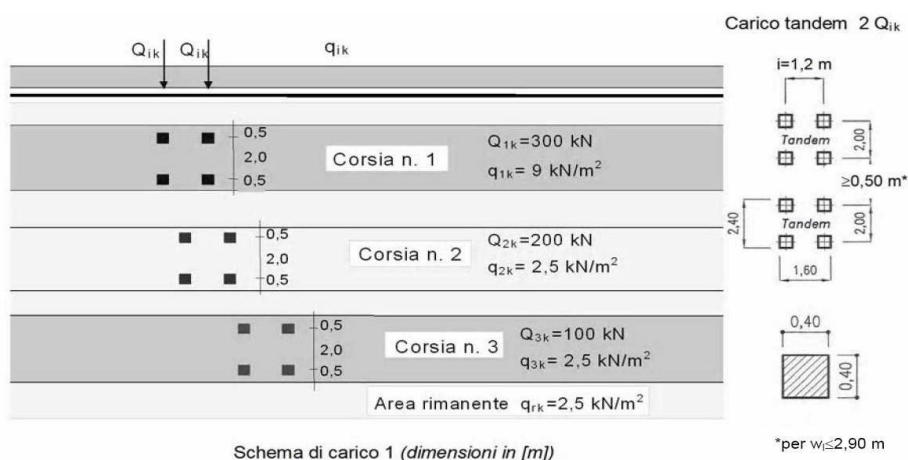


Figura 8: Tensioni efficaci orizzontali su un piedritto in condizioni di riposo

7.1.4 CARICHI MOBILI VERTICALI

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata:

PROGETTAZIONE ATI:

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

La ripartizione dei carichi si effettua considerando il carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0.4 m.

Il carico è schematizzato da due assi da 150 kN disposti ad interasse di 1.20m.

Si procede al calcolo dei carichi per metro lineare riferiti al baricentro della soletta per i diversi treni di carico.

La larghezza collaborante verticale si assume a favore di sicurezza con la seguente formula

$$L_t \text{ (m)} = \min (2; b+L/2)$$

Dove

L_t = larghezza collaborante dovuta alla ripartizione trasversale.

2 = distanza tra assi del carico tandem. In questo modo si opera a favore di sicurezza ed al contempo non è necessario considerare la sovrapposizione dei carichi.

L = larghezza della sezione trasversale dello scatolare.

In questo caso $L_t = 1.9\text{m}$

7.1.5 AZIONI DI FRENATURA

L'azione longitudinale di frenamento si assume in funzione del carico verticale totale agente sulla 1° corsia convenzionale pari a:

$$180 \text{ kN} \leq F_{\text{fren}} = 0.6(2Q_{1k}) + 0.1 q_{1k} w_1 \quad B_t \leq 900 \text{ kN}$$

Dove w_1 è la larghezza di applicazione posta convenzionalmente pari a 3.00 m.

Da questo risulta una forza radente alla soletta di copertura pari a $F_{\text{fren}} \approx 123 \text{ kN/m}$

Pertanto sulla larghezza collaborante è applicato $F = 123/1.9 = 64 \text{ kN/m}$

7.1.6 SPINTA DEL SOVRACCARICO SUI RITTI

Il sovraccarico indicato al par. 7.1.2 genera delle spinte orizzontali sui piedritti di valore pari a:

$$\sigma'_{hq} = k_o \cdot Q = 0.58 \times 20 \text{ kN/m}^2 = 11.6 \text{ kN/m}^2$$

L'azione che massimizza la sollecitazione sulla struttura si determina in concomitanza del carico Q_{1k} agente sulla soletta e dei sovraccarichi accidentali q_{1k} sui ritti.

7.1.7 AZIONE SISMICA INERZIALE

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo pseudo-statico.

L'accelerazione adimensionale considerata è riportata qui di seguito:

Vita nominale

V_n

anni

100

PROGETTAZIONE ATI:

Classe d'uso		-	4
Coefficiente d'uso	Cu	-	2
Categoria di sottosuolo			T1
coefficiente St	St	-	1
Categoria topografica	T	-	E
accelerazione al suolo	ag	g	0,233
coefficiente F0	F0	-	2,465
Coefficiente Ss	Ss	-	1,368
Coefficiente S	S	-	1,368
accelerazione massima di progetto	amax	g	0,319

7.1.8 SPINTA SISMICA TERRENO

Le spinte delle terre potranno essere determinate secondo la teoria di Wood. secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinato con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{max}/g) * \gamma * H_{tot}^2 = \text{kN/m}$$

Tale risultante applicata ad un'altezza pari ad $H_{tot}/2$.sarà considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera, viene direttamente applicata dal programma di calcolo.

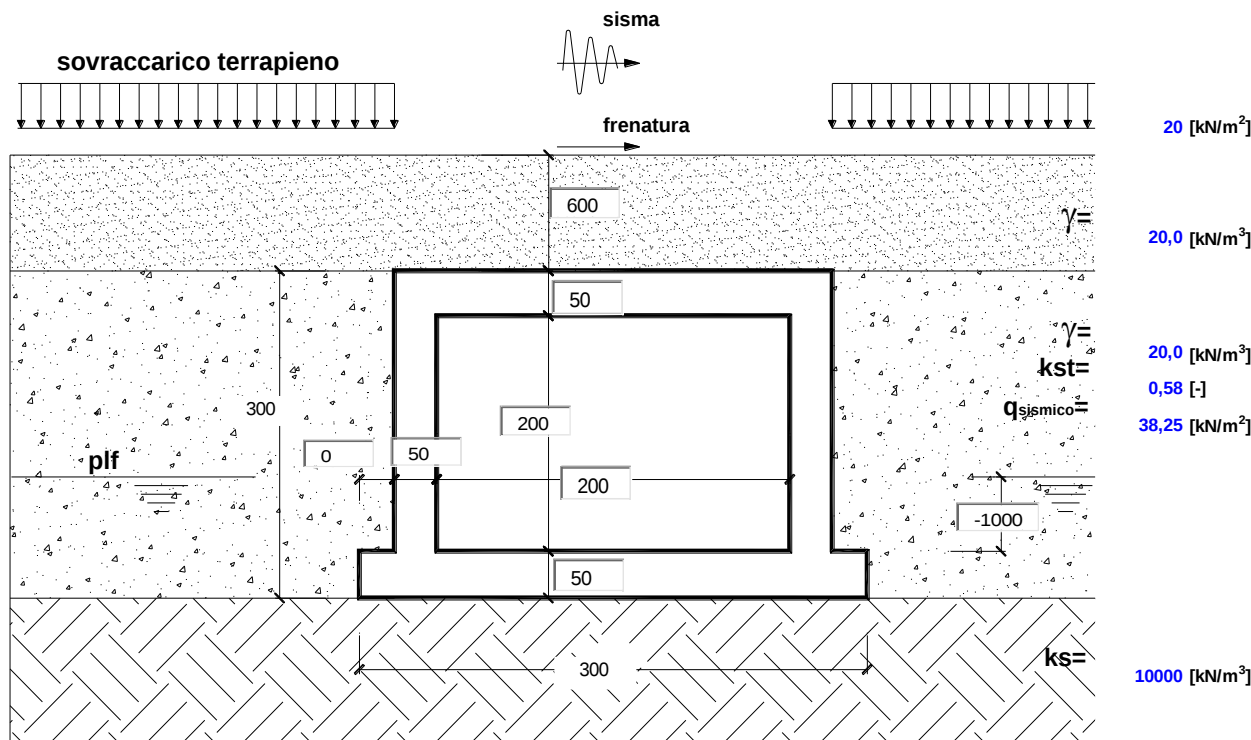
Teoria di Wood

accelerazione sismica al suolo	agmax	g	0,319
altezza muro fino piano campagna	htot	m	12,000
Altezza muro	hscat	m	6,000
Larghezza	b	m	1,00
Peso specifico terreno	g	kN/m3	20
Spinta di Wood	S	kN	918,1
Spinta distribuita lungo altezza	s	kN/m2	76,5

PROGETTAZIONE ATI:

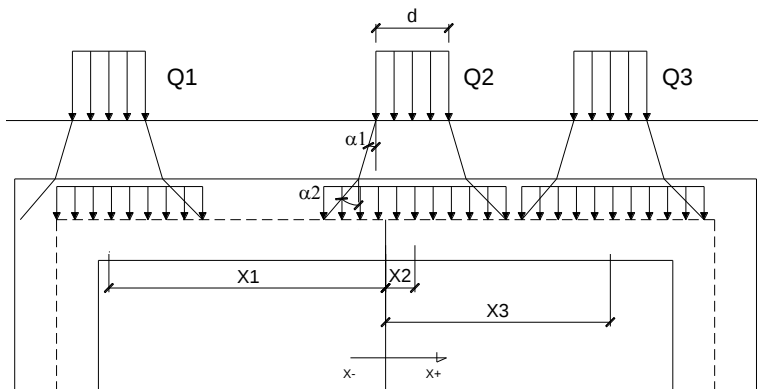
7.2 APPLICAZIONE DEI CARICHI

OPERA TM01 SezA-A



(dimensioni in cm)

modulo elastico cls	E	3,00E+07 [kN/m ²]	γcls	25 [kN/m ³]
acc. sismica or.	kh	0,32 [-]	γw	10 [kN/m ³]



SOVRACCARICHI			
angolo di diffusione nel ricoprimento		α_1 [°]	25
angolo di diffusione nella soletta		α_2 [°]	45
CONDIZIONI DI CARICO		A	B
impronta del carico	d [m]	0,40	0,40
area influenza long.	l [m]	1,90	1,90
Carico 1	Q1 [kN]	150	150
	X1 [m]	0	-0,25
Carico 2	Q2 [kN]	150	150
	X2 [m]	-1,2	-1,45
Carico 3	Q3 [kN]	0	0
	X3 [m]	0	0
Carico distribuito	[kN/m]	38	38

Inezia terreno ricoprimento ☒ SI ☐ NO

F frenatura **65** [kN/m]

CALCOLO

PROGETTAZIONE ATI:

7.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni. Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, utilizzata nella verifica a Fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_y \pm 0.3 \times E_z$$

avendo indicato con E_y e E_z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare, nel calcolo della struttura scatolare, si è fatto riferimento alla combinazione A1+M1+R3 (Approccio 2) per le verifiche strutturali e geotecniche.

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

(1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

(2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

(3) Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

- (4) Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
(5) Aliquota di carico da traffico da considerare.
(6) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
(7) 1,20 per effetti locali

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F _{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T _k	0,60	0,60	0,50

Si riportano di seguito le combinazioni di carico ritenute più significative con i coefficienti di combinazione $\gamma \cdot \psi$.

7.3.1 SLU

condizioni di carico	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
peso proprio + perm.	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1
falda + spinta terreno	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1
sovaccarico A	1,35	1,35			1,35	1,35			0,2	
sovaccarico B			1,35	1,35			1,35	1,35		0,2
sovaccarico terreno sn	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	0,2	0,2
sovaccarico terreno dx	1,35	0	1,35	0	1,35	0	1,35	0		0,2
frenatura	1,35	1,35	1,35	1,35						
sisma									1	1

7.3.2 SLE

Poiché le verifiche agli SLE non sono risultate dimensionanti, vengono utilizzate solamente le combinazioni rare, a favore di sicurezza

combinazioni di carico										
condizioni di carico	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
peso proprio + perm.	1	1	1	1	1	1	1	1		
falda + spinta terreno	1	1	1	1	1	1	1	1		
sovaccarico A	1	1			1	1				
sovaccarico B			1	1			1	1		
sovaccarico terreno sn	1	1	1	1	1	1	1	1		
sovaccarico terreno dx	1	0	1	0	1	0	1	0		
frenatura	1	1	1	1						
sisma										

PROGETTAZIONE ATI:

7.4 VERIFICHE SLU

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

classe cls

Rck 37 (MPa)
 fck 30
 γ_m 1,5
 α_{cc} 0,85

$f_{cd} = R_{ck} / \gamma_{m,c} =$ 23,53 (MPa)

Copriferro (asse armatura)

c = 5,00 (cm)

Acciaio

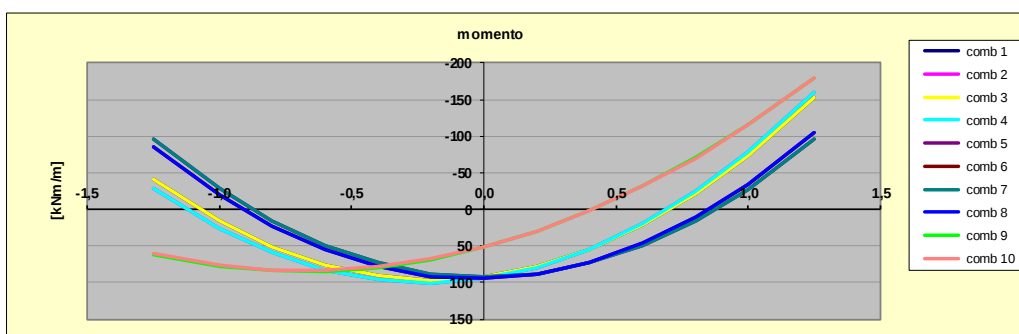
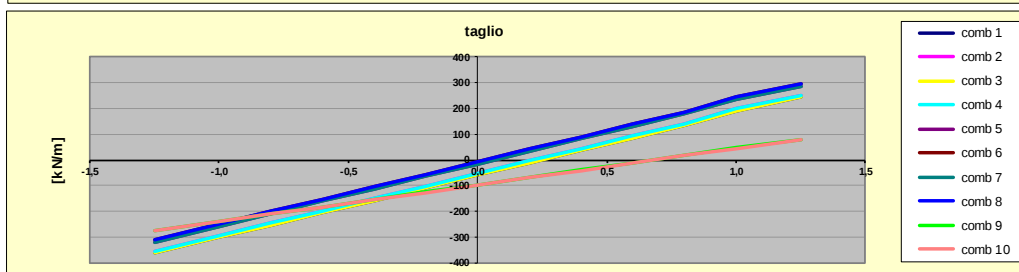
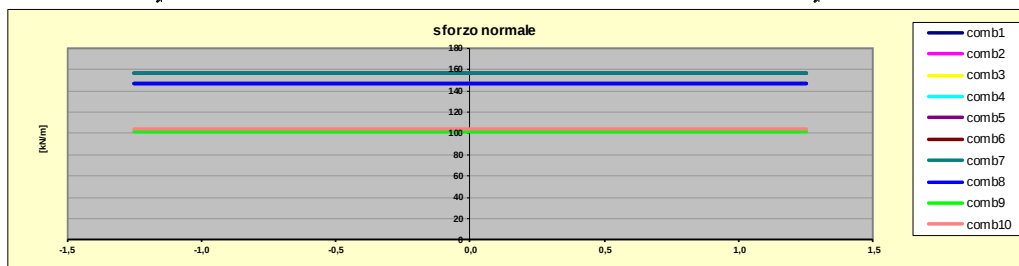
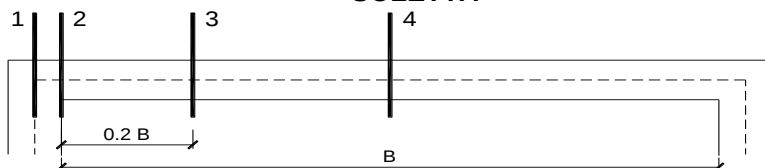
tipo di acciaio

$f_{yk} =$ 450 (MPa)
 $\gamma_s =$ 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E =$ 391,30 (MPa)
 $E_s =$ 206000 (MPa)
 $\varepsilon_{ys} =$ 0,190%

PROGETTAZIONE ATI:

SOLETTA



sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[kNm/m]
1	-179,8	102,2	10,0	10,0	198,7
2	-115,6	102,2	10,0	10,0	198,7
3 min	-31,7	102,2	10,0	10,0	198,7
3 max	84,3	102,2	10,0	10,0	198,7
4	100,3	146,5	10,0	10,0	207,9

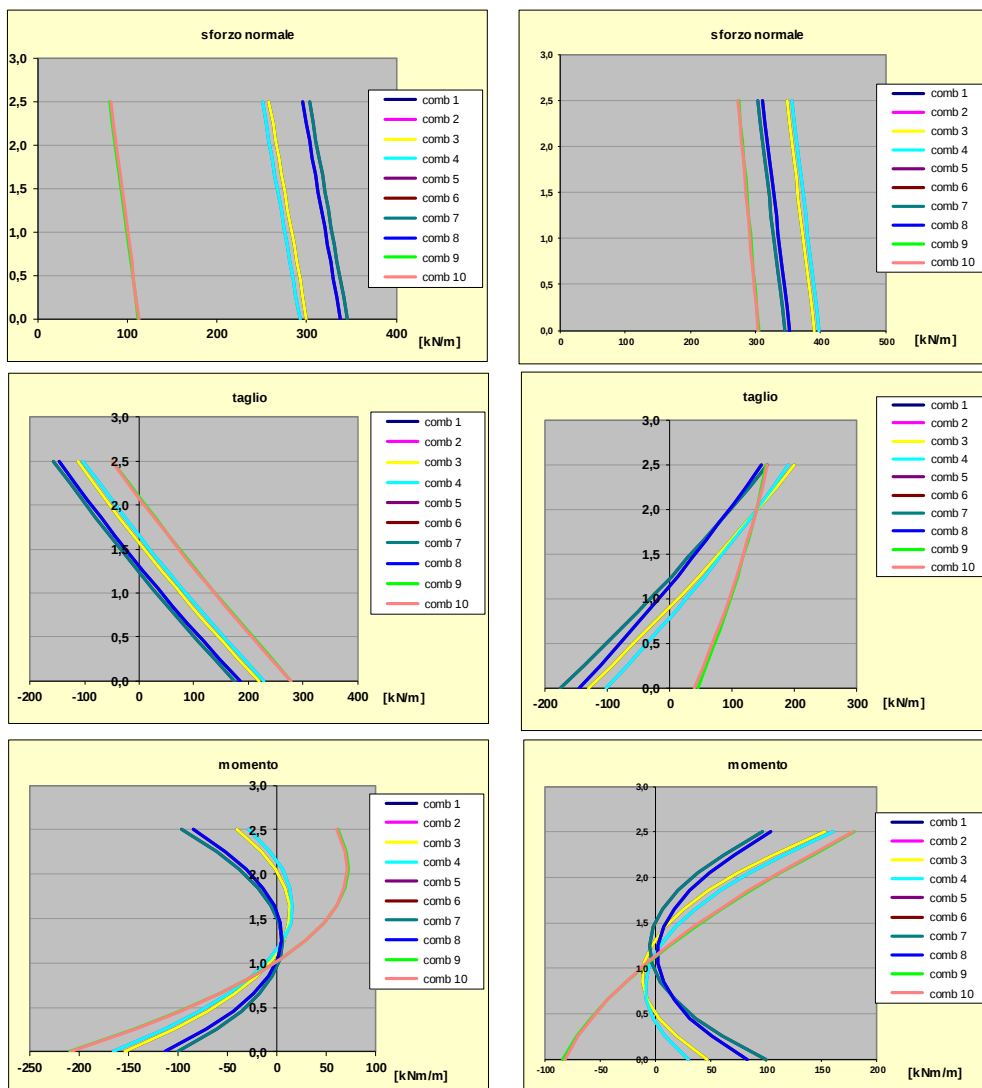
Verifica soletta

Sez.	V _{Ed}	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}
(-)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN/m)
1	363,3	206,71	8	25,0	25,0	21,80	366,44
2	302,7	206,71	8	25,0	25,0	21,80	366,44
3	205,7	206,71	8	25,0	25,0	21,80	366,44
4	97,8	199,61	8	25,0	25,0	21,80	366,44

Sezione verificata
Sezione verificata
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria

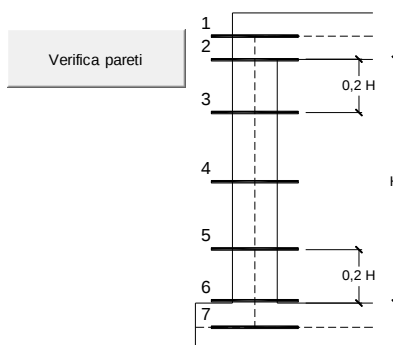
PROGETTAZIONE ATI:

PARETI



sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmg/m]	[cmg/m]	[kNm/m]
1	-179,8	274,1	10,0	10,0	234,2
2	-142,0	277,2	10,0	10,0	234,9
3 min	-85,8	282,2	10,0	10,0	235,9
3 max	68,6	88,9	10,0	10,0	196,0
4 min	-35,6	287,2	10,0	10,0	236,9
4 max	46,9	93,9	10,0	10,0	197,0
5 min	-59,1	103,9	10,0	10,0	199,1
5 max	43,9	297,2	10,0	10,0	239,0
6	-144,9	108,9	10,0	10,0	200,1
7	-210,0	112,0	15,7	15,7	291,5

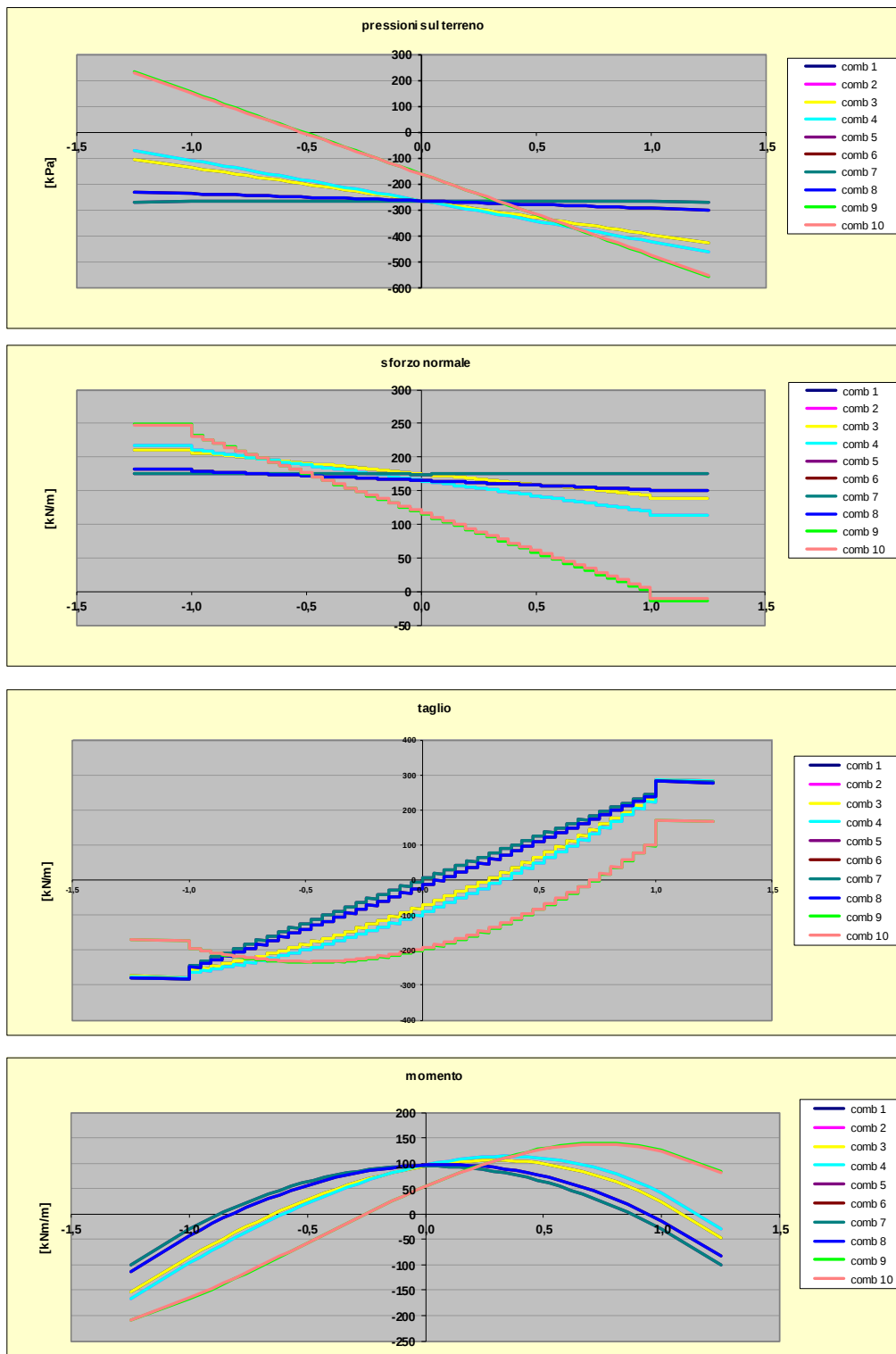
Sez.	V _{Ed}	V _{rd}	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}
(-)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN/m)
1	200,1	232,61	8	25,0	25,0	21,80	366,44
2	171,4	233,18	8	25,0	25,0	21,80	366,44
3	133,3	223,71	8	25,0	25,0	21,80	366,44
4	108,8	224,72	8	25,0	25,0	21,80	366,44
5	186,5	199,64	8	25,0	25,0	21,80	366,44
6	242,7	200,31	8	25,0	25,0	21,80	366,44
7	278,7	211,99	8	25,0	25,0	21,80	366,44



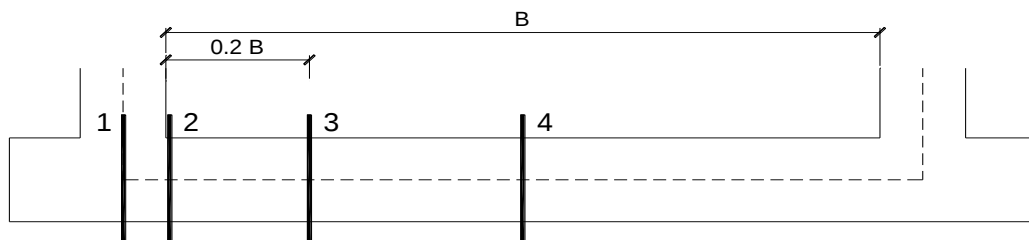
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Sezione verificata
Sezione verificata

PROGETTAZIONE ATI:

FONDAZIONE



PROGETTAZIONE ATI:



sez.	M	N	Af	A'f	Mu
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[kNm/m]
1	-210,0	248,9	10	10	229,1
2	-167,2	248,9	10	10	229,1
3 min	-84,9	186,9	10	10	216,3
3 max	136,9	47,5	10	10	187,4
4	110,1	155,4	10	10	209,7

Verifica fondazione

Sez.	V _{Ed}	V _{rd}	Ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN/m)	(kN/m)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN/m)	
1	283,1	204,40	8	25,0	25,0	21,80	366,44	Sezione verificata
2	287,3	204,40	8	25,0	25,0	21,80	366,44	Sezione verificata
3	232,6	210,84	8	25,0	25,0	21,80	366,44	Sezione verificata
4	219,6	204,07	8	25,0	25,0	21,80	366,44	Sezione verificata

7.5 VERIFICHE SLE

7.5.1 FESSURAZIONE

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

C30/37

f_{ck} = 30 (MPa)

R_{ck} = 37 (MPa)

f_{ctm} = 0.30*f_{ck}^{2/3} = 2,90 (MPa)

coeff.omogeneizzazione acciaio n = 15

Acciaio

tipo di acciaio

B450C

f_{yk} = 450 (MPa)

E_s = 206000 (MPa)

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 6,00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 4,00 (cm)

k₂ = 0,4

k₃ = 0,125

β₁ = 1,0

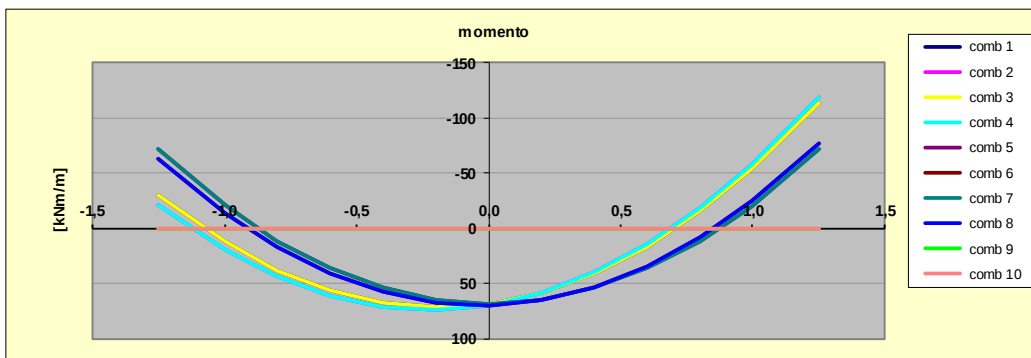
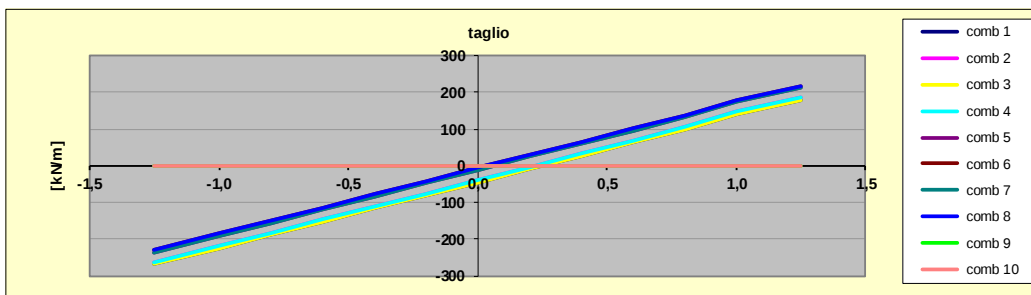
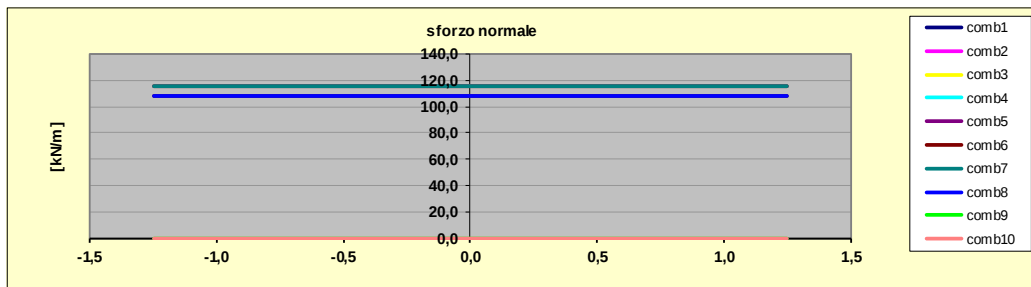
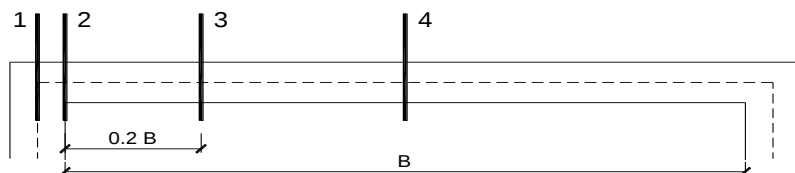
β₂ = 1,0

Valore limite di apertura delle fessure

w₂ = 0,3 mm

PROGETTAZIONE ATI:

SOLETTA

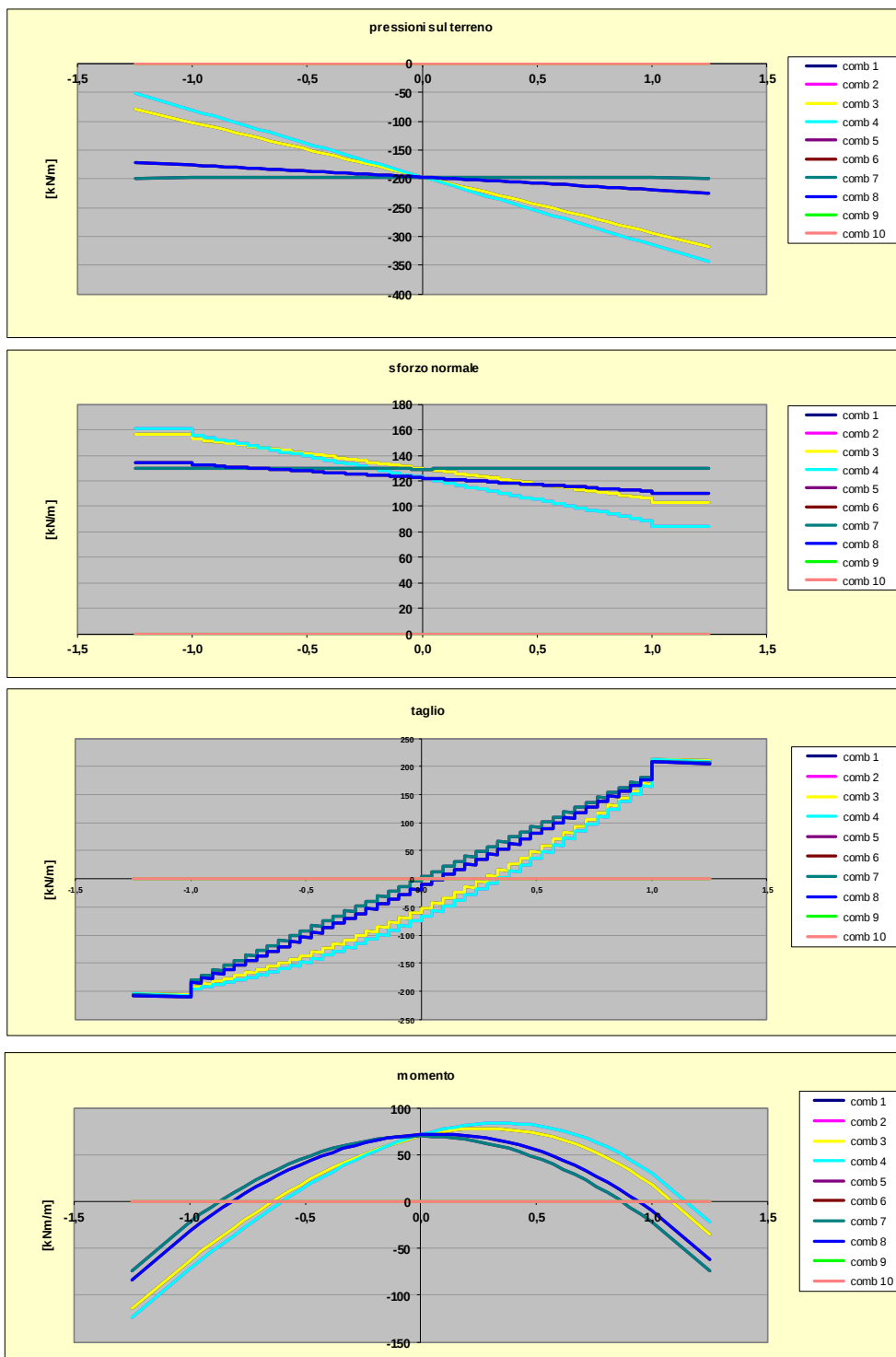


sez.	M	N	i	ϕ	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-119,0	108,5	20	16	10	10	5,51	240,46	0,281
2	-57,9	108,5	20	16	10	10	2,65	90,85	0,102
3 min	0,0	0,0	20	16	10	10	0,00		
3 max	61,1	108,5	20	16	10	10	2,81	98,77	0,112
4	74,3	108,5	20	16	10	10	3,43	130,78	0,150

Verifica soletta

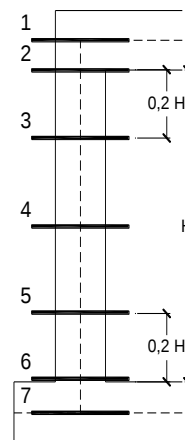
PROGETTAZIONE ATI:

FONDAZIONE



PROGETTAZIONE ATI:

Verifica pareti									
sez.	M	N	i	ϕ	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-119,0	263,5	10	10	10	10	5,40	168,74	0,151
2	-86,0	266,6	10	14	10	10	3,77	90,13	0,085
3 min	-43,1	271,6	10	26	10	10	1,64	9,35	0,009
3 max	9,7	193,6	10	20	10	10	0,58		
4 min	-12,9	276,6	10	12	10	10	0,80		
4 max	9,9	198,6	10	10	10	10	0,59		
5 min	-36,3	208,6	10	10	10	10	1,40	10,86	0,009
5 max	6,2	286,6	10	12	10	10	0,68		
6	-84,3	213,6	10	12	10	10	3,79	107,93	0,100
7	-123,2	216,8	10	12	10	10	5,65	199,85	0,190



7.5.2 CONTROLLO TENSIONI

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

coeff.omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

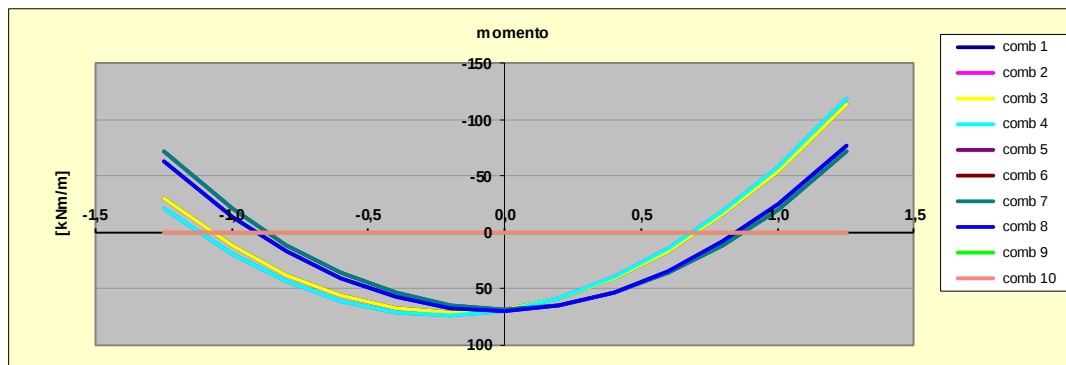
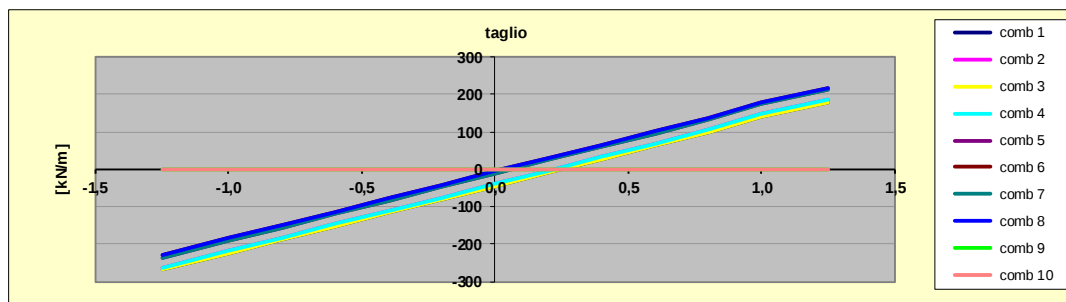
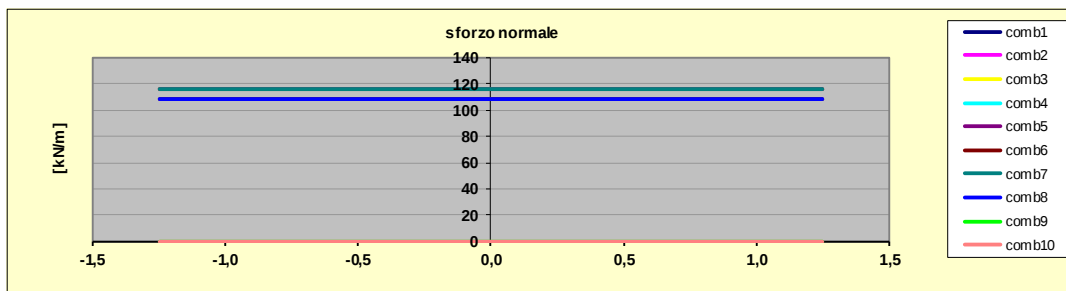
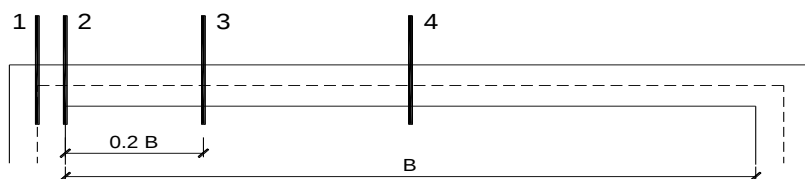
$c = 5,00$ (cm)

$\sigma_{c,max} = 13,50$ (MPa)

$\sigma_{s,max} = f_{yk}/\gamma_{m,s} = 270$ (MPa)

PROGETTAZIONE ATI:

SOLETTA

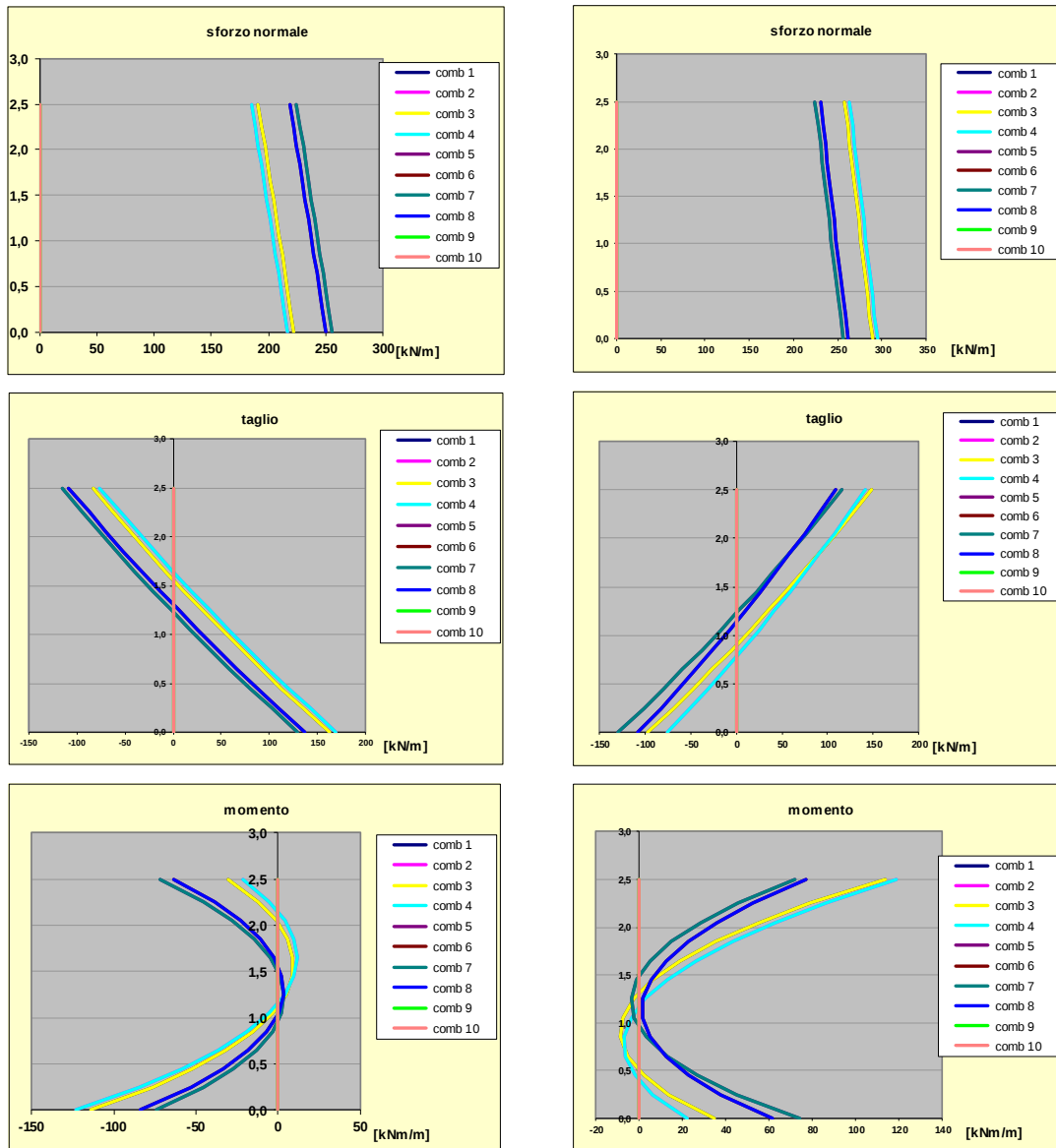


sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-119,0	108,5	10	10	5,26	234,07
2	-57,9	108,5	10	10	2,55	88,36
3 min	0,0	0,0	10	10	0,00	0,00
3 max	61,1	108,5	10	10	2,69	96,07
4	74,3	108,5	10	10	3,28	127,24

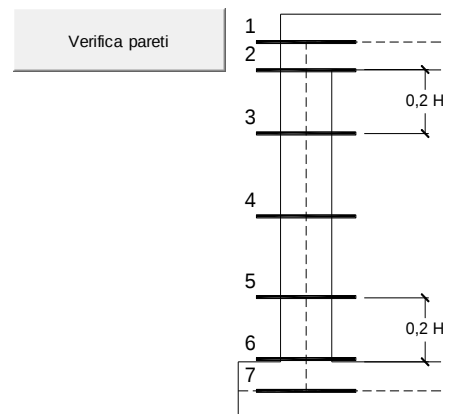
Verifica soletta

PROGETTAZIONE ATI:

PARETI

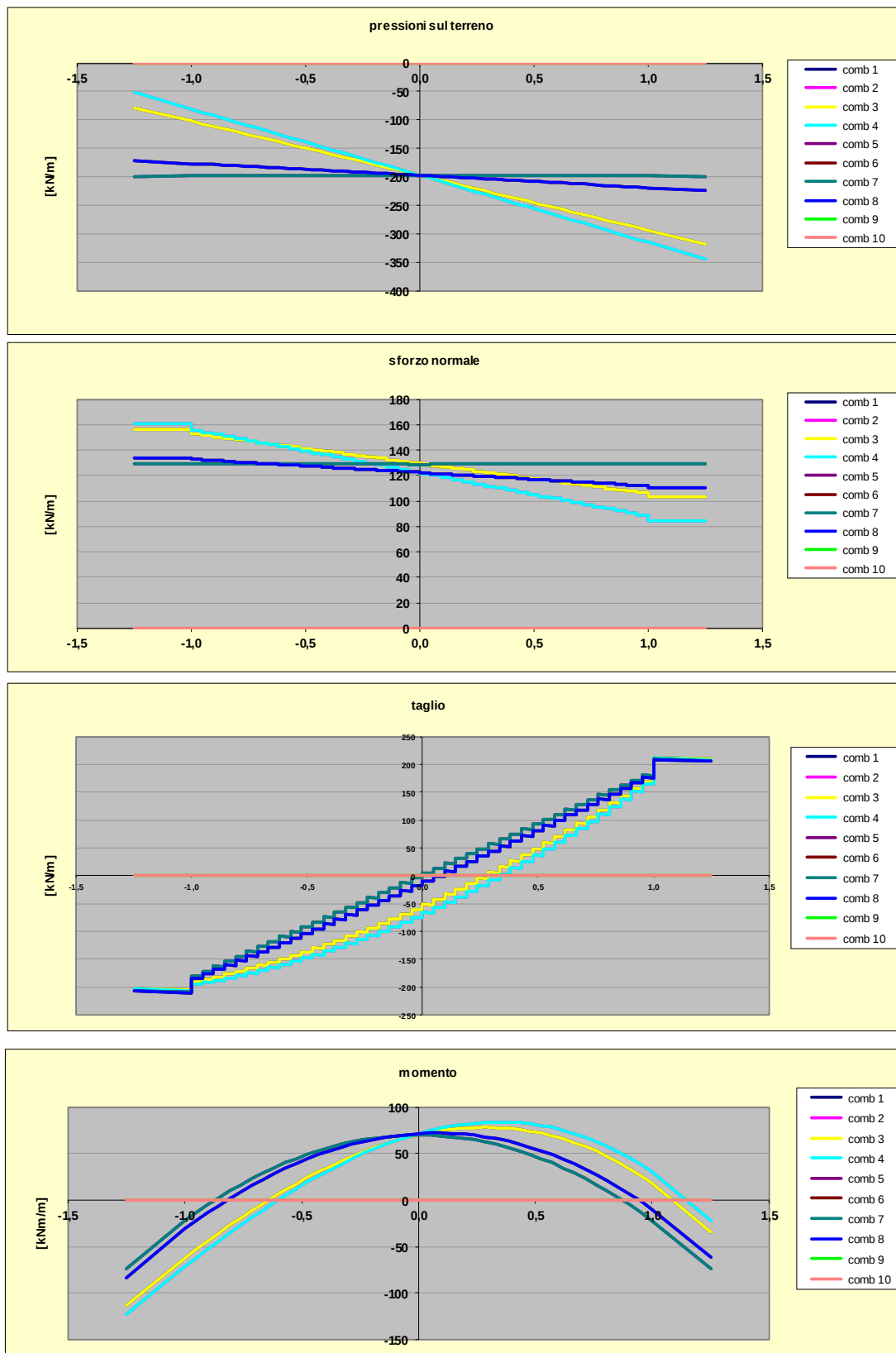


sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-119,0	263,5	10	10	5,20	164,09
2	-86,0	266,6	10	10	3,65	87,72
3 min	-43,1	271,6	10	10	1,61	9,51
3 max	9,7	193,6	10	10	0,57	2,98
4 min	-12,9	276,6	10	10	0,80	4,49
4 max	9,9	198,6	10	10	0,59	3,06
5 min	-36,3	208,6	10	10	1,37	10,89
5 max	6,2	286,6	10	10	0,67	6,51
6	-84,3	213,6	10	10	3,65	104,97
7	-123,2	216,8	10	10	5,43	194,38

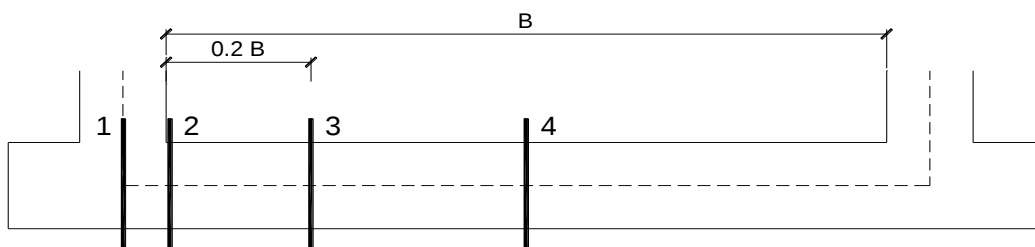


PROGETTAZIONE ATI:

FONDAZIONE



PROGETTAZIONE ATI:



sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-123,2	160,8	10	10	5,45	219,74
2	-71,8	160,8	10	10	3,13	98,30
3 min	-2,8	142,7	10	10	0,33	3,31
3 max	75,4	102,1	10	10	3,33	132,76
4	81,6	115,1	10	10	3,61	141,59

Verifica fondazione

PROGETTAZIONE ATI:

7.6 VERIFICHE CORDOLO GUARDRAIL

Si seguito si riportano le verifiche del cordolo guardrail nei confronti dell'urto dei veicoli così come previsto dalle NTC2018.

Le azioni da urto hanno direzione parallela a quella del moto del veicolo al momento dell'impatto. Nelle verifiche si possono considerare, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela ($F_{d,x}$) e ortogonale ($F_{d,y}$) alla direzione di marcia normale, con

$$F_{d,y} = 0,50F_{d,x}$$

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Autostrade, strade extraurbane	-	1000
Strade locali	-	750
Strade urbane	-	500
Aree di parcheggio e autorimesse	Automobili	50
	Veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3,5 t	150

La verifica è stata condotta nei confronti di una striscia unitaria lunga un metro con spessore ed armatura così come riportato nel foglio di calcolo seguente.

Caratteristiche urto

$F_{d,x}$	1000	KN	Forza applicata parallela
$F_{d,y}$	500	KN	Forza applicata ortogonale
H	1,00	m	Altezza applicazione
L	0,50	m	Lunghezza applicazione
α	60	°	Angolo di ripartizione
Pos. Urto	Estremità	▼	Posizione urto sul muro

Geometria cordolo

H_m	0,97	m	Altezza paramento
-------	------	---	-------------------

Calcolo per verifica strutturale

L_1	1,68	m	Lunghezza ripartiz. Parziale
L_{tot}	2,18	m	Lunghezza ripartiz. Totale
F_k	229,35	KN/m	Forza ortog. base cordolo
M_k	451,82	KNm/m	Momento ortog. base cordolo

Figura 9: Distribuzione della forza d'urto su una striscia di lunghezza unitaria

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	800	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	760	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n ₁	10	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n ₂	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A _s	3142	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	14	[mm]
Numero dei ferri correnti	n' ₁	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n' ₂	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A' _s	770	[mm ²]
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE			
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s	0,0951	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	0,0526	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	0,2450	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	0,1667	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	0,2593	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ_3	0,1193	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	0,6667	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	0,8095	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	0,6994	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	1,0000	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 3	$\alpha'_{s(3)}$	1,0000	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	0,1341	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	0,2780	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	ω_3	0,6868	[-]
	ω'_3	0,1220	[-]
CAMPO 2a			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0,1400	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	106,41	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$	0,0016	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$	0,0100	[-]
Coefficiente di riempimento	β	0,5931	[-]
Coefficiente di baricentro	κ	0,3644	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	α'_s	0,5193	[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	203,21	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ϵ'_s	0,0010	[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	886,43	[kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	451,8	[kNm]

Figura 10: Verifica della sezione a Momento flettente

PROGETTAZIONE ATI:

REQUISITI DI DUTTILITA' DELLA SEZIONE (NTC 2008)		
Percentuale minima d'armatura tesa	ρ_{min}	0,0031111 [-]
Percentuale d'armatura tesa	ρ_{tesa}	0,003927 [-]
Percentuale d'armatura compressa	$\rho_{compressa}$	0,0009621 [-]
Percentuale massima d'armatura tesa	ρ_{max}	0,0087399 [-]
SEZIONE DUTTILE		

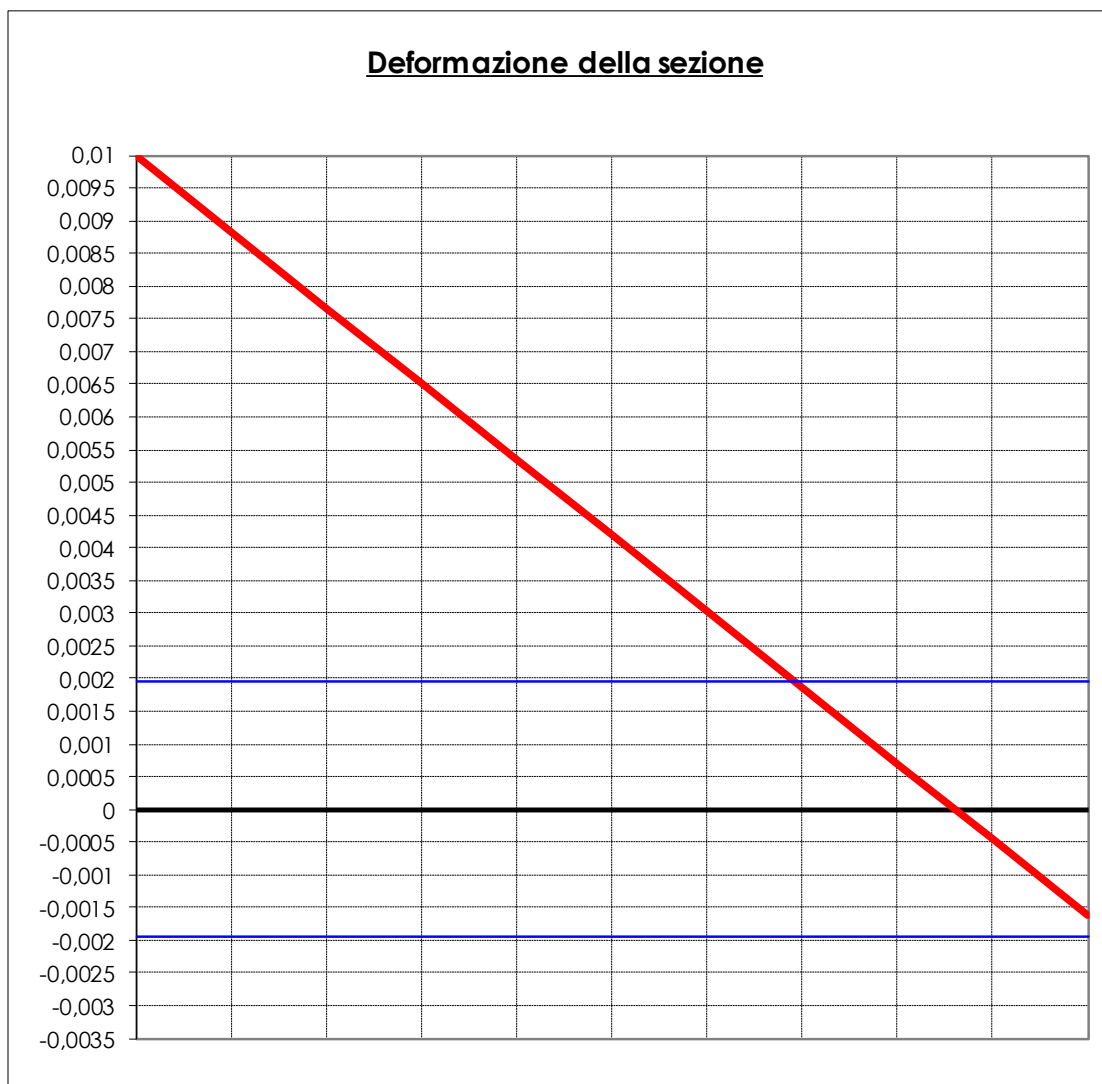


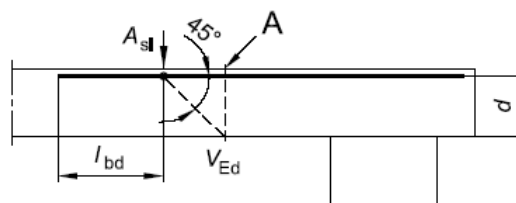
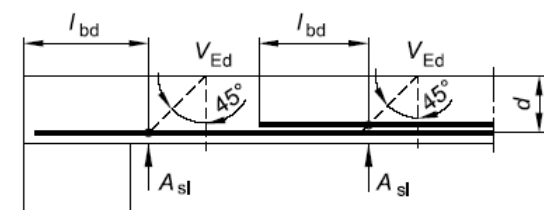
Figura 11: Caratteristiche della sezione inflessa

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	375,55	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,51	[-]
		1,51	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,0041337	[-]
		0,0041337	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	319,39	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	271,14	[kN]

Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	319,39	[kN]
--	----------------------------	---------------	-------------

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	14	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	308	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	684	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1,00	[-]

Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	412,02	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	8,50	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	2907,00	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	2606,67	[mm]

Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	412,02	[kN]
---	----------------------------	---------------	-------------

§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE			
Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}	3230,00	[kN]

Figura 12: Verifica a Taglio della sezione

Visto che la V_{rd} della sezione di cls tesa è minore di V_{ed} , viene predisposta apposita armatura resistente a taglio.

7.7 VERIFICA GABBIONATE IMBOCCO/SBOCCO

• CALCOLO DELLE SPINTE

Si suppone valida l'ipotesi in base alla quale la spinta attiva si ingenera in seguito al movimento del manufatto nella direzione della spinta agente. Le ipotesi di base per il calcolo della spinta sono le seguenti, le medesime adottate dal metodo di calcolo secondo Coulomb, con l'estensione di Muller-Breslau e Mononobe-Okabe:

- In fase di spinta attiva si crea all'interno del terrapieno un cuneo di spinta, che si distacca dal terreno indisturbato tramite linee di frattura rettilinee, lungo le quali il cuneo scorre generando tensioni tangenziali dovute all'attrito.

- Sul cuneo di spinta agiscono le seguenti forze: peso proprio del terreno, sovraccarichi applicati sull'estradosso del terrapieno, spinte normali alle superfici di scorrimento del cuneo (da una parte contro il paramento e dall'altra contro la porzione di terreno indisturbato), forze di attrito che si innescano lungo le superfici del cuneo e che si oppongono allo scorrimento.

- In condizioni sismiche, al peso proprio del cuneo va aggiunta una componente orizzontale, ed eventualmente anche una verticale, pari al peso complessivo moltiplicato per il prodotto dei coefficienti sismici.

- Il fatto che il muro ha spostamenti significativi fa in modo che l'attrito che si genera è pari al valore massimo possibile, sia in condizioni di spinta attiva che di spinta passiva, quindi le risultanti delle reazioni sulle pareti del cuneo risultano inclinate di un angolo ϕ rispetto alla normale alla superficie di scorrimento.

• COMBINAZIONI DI CARICO

- Le verifiche di resistenza del paramento e della fondazione SLU vengono effettuate in base alle combinazioni di carico del tipo A1, riportate nei tabulati di stampa.

- Le verifiche geotecniche di portanza e scorrimento vengono effettuate in base alle combinazioni di tipo A1 e A2, in caso di approccio del tipo 1, oppure utilizzando le sole combinazioni del tipo A1, in caso di approccio 2.

- Le verifiche al ribaltamento vengono svolte utilizzando i coefficienti riportati in norma nella tabella 6.2.1 secondo le modalità previste dalla norma stessa, annullando quindi i contributi delle singole azioni che abbiano un effetto stabilizzante.

- I coefficienti delle combinazioni di carico riportati nei tabulati di stampa si riferiscono esclusivamente ai sovraccarichi applicati sul terrapieno e sul muro stesso. Il peso proprio strutturale del muro e quello del terreno di spinta vengono trattati in base a quanto prevede la norma per i pesi propri strutturali e non strutturali, a prescindere dai coefficienti utilizzati per le varie combinazioni.

• VERIFICA AL RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento si effettua in sostanza come equilibrio alla rotazione di un corpo rigido sollecitato da un sistema di forze, ciascuna delle quali definita da un'intensità, una direzione e un punto di applicazione.

Non va eseguita se la fondazione è su pali. Le forze che vengono prese in conto sono le seguenti:

- Spinta attiva complessiva del terrapieno a monte.
- Spinta passiva complessiva del terrapieno a valle (da considerare nella quota parte indicata nei dati generali).
- Spinta idrostatica dell'acqua della falda a monte, a valle e sul fondo.
- Forze esplicite applicate sul muro in testa, sulla mensola area a valle e sulla mensola di fondazione a valle.
- Forze massime attivabili nei tiranti per moto di ribaltamento.
- Forze di pretensione dei tiranti.
- Peso proprio del muro composto con l'eventuale componente sismica.
- Peso proprio della parte di terrapieno solidale con il muro composto con l'eventuale componente sismica.

Di ciascuna di queste forze verrà calcolato il momento, ribaltante o stabilizzante, rispetto ad un punto che è quello più in basso dell'estremità esterna della mensola di fondazione a valle. In presenza di dente di fondazione disposto a valle, il punto di equilibrio è quello più esterno al di sotto del dente.

Ai fini del calcolo del momento stabilizzante o ribaltante, esso per ciascuna forza è ottenuto dal prodotto dell'intensità della forza per la distanza minima tra la linea d'azione della forza e il punto di rotazione. Qualora tale singolo momento abbia un effetto ribaltante verrà conteggiato nel momento ribaltante complessivo, qualora invece abbia un effetto stabilizzante farà parte del momento stabilizzante complessivo. Può quindi accadere che il momento ribaltante sia pari a 0, e ciò fisicamente significa che incrementando qualunque forza, ma mantenendone la linea d'azione, il muro non andrà mai in ribaltamento.

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento è dato dal rapporto tra il momento stabilizzante complessivo e quello ribaltante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

• VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento è effettuata come equilibrio alla traslazione di un corpo rigido, sollecitato dalle stesse forze prese in esame nel caso della verifica a ribaltamento, tranne per il fatto che per i tiranti il sistema di forze è quello che si innesca per moto di traslazione. Ciascuna forza ha una componente parallela al piano di scorrimento del muro, che a seconda della direzione ha un effetto stabilizzante o instabilizzante, e una componente ad esso normale che, se di compressione, genera una reazione di attrito che si oppone allo scorrimento. Una ulteriore parte dell'azione stabilizzante è costituita dall'eventuale forza di adesione che si suscita tra il terreno e la fondazione.

In presenza di dente di fondazione, la linea di scorrimento non è più quella di base della fondazione, ma è una linea che attraversa il terreno sotto la fondazione, e che congiunge il vertice basso interno del dente con l'estremo della mensola di fondazione opposta. In tal caso quindi l'attrito e l'adesione

PROGETTAZIONE ATI:

sono quelli interni del terreno. In questo caso viene conteggiato pure il peso della parte di terreno sottostante alla fondazione che nel moto di scorrimento rimane solidale con il muro.

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento è dato dal rapporto tra l'azione stabilizzante complessiva e quella instabilizzante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

• CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Nel caso di fondazione diretta, si assume quale carico limite che provoca la rottura del terreno di fondazione quello espresso dalla formula di Brinch-Hansen. Tale formula fornisce il valore della pressione media limite sulla superficie d'impronta della fondazione, eventualmente parzializzata in base all'eccentricità. Esiste un tipo di pressione limite a lungo termine, in condizioni drenate, e un altro a breve termine in eventuali condizioni non drenate.

Le espressioni complete utilizzate sono le seguenti:

- In condizioni drenate:

$$Q_{lim} = \frac{1}{2} \Gamma \cdot B \cdot N_g \cdot i_g \cdot d_g \cdot b_g \cdot s_g \cdot g_g + C \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot g_c + Q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot g_q$$

- In condizioni non drenate:

$$Q_{lim} = C_u \cdot N_{c'} \cdot i_{c'} \cdot d_{c'} \cdot b_{c'} \cdot s_{c'} \cdot g_{c'} + Q \cdot i_{q'} \cdot d_{q'} \cdot b_{q'} \cdot s_{q'} \cdot g_{q'}$$

Fattori di portanza, ϕ in gradi:

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

$$N_{c'} = 2 + \pi$$

$$N_g = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + 0,1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$s_{q'} = 1$$

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$s_{c'} = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_g = s_q$$

Fattori di profondità, K espresso in radianti:

PROGETTAZIONE ATI:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$$

$$d_{q'} = 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$d_g = 1$$

dove $K = \frac{D}{B}$ se $\frac{D}{B} \leq 1$ o $K = \arctan \frac{D}{B}$ se $\frac{D}{B} > 1$

Fattori di inclinazione dei carichi:

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^m$$

$$i_{q'} = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$i_{c'} = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot C_u \cdot N_c}$$

$$i_g = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^{m+1}$$

$$\text{con } m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa, η in radianti:

$$b_q = (1 - \eta \cdot \tan \phi)^2$$

$$b_{q'} = 1$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$b_{c'} = 1 - 2 \cdot \frac{\eta}{N_{c'}}$$

$$b_g = g_q$$

Fattori di inclinazione del terreno, β in radianti:

PROGETTAZIONE ATI:

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2$$

$$g_{q'} = 1$$

$$g_c = 1 - 2 \cdot \frac{\beta}{N_{c'}}$$

$$g_g = g_q$$

essendo:

- Γ = peso specifico del terreno di fondazione
- Q = sovraccarico verticale agente ai bordi della fondazione
- e = eccentricità della risultante M/N in valore assoluto
- B = $B_t - 2 \times e$, larghezza della fondazione parzializzata
- B_t = larghezza totale della fondazione
- C = coesione del terreno di fondazione
- D = profondità del piano di posa
- L = sviluppo della fondazione
- H = componente del carico parallela alla fondazione
- V = componente del carico ortogonale alla fondazione
- C_u = coesione non drenata del terreno di fondazione
- Ca = adesione alla base tra terreno e muro
- η = angolo di inclinazione del piano di posa
- β = inclinazione terrapieno a valle, se verso il basso (quindi ≥ 0)

PROGETTAZIONE ATI:

• **VERIFICHE PER IL MURO A GRAVITÀ O A GABBIONI**

• **Input**

NTC 2018 (IT) - DESIGN APPROACH: A2+M2+R2

Dati Muro

Inclinazione muro [°]	0.00
Peso specifico pietrame [kN/m³]	30.00
Porosità dei gabbioni [%]	30.00
Geotessile nel riempimento	Si
Riduzione dell'attrito [%]	5.00
Geotessile sulla base	No
Riduzione dell'attrito [%]	0.00

Dati terreno riempimento a tergo

Inclinazione tratto 1 [°]	0.00
Lunghezza tratto 1 [m]	3.00
Inclinazione tratto 2 [°]	0.00
Peso specifico [kN/m³]	20.00
Angolo d'attrito [°]	30.00
Coesione [kN/m²]	0.00

Layer	Altezza iniziale [m]	Inclinazione deg	Peso specifico [kN/m³]	Coesione [kN/m²]	Angolo d'attrito [deg]
1	-0.30	62.00	20.00	5.00	28.00

Dati fondazione

Altezza sommità superficie [m]	0.50
Lunghezza iniziale sommità superficie [m]	6.00
Inclinazione sommità superficie [°]	0.00
Peso specifico [kN/m³]	20.00
Angolo d'attrito [°]	30.00
Coesione [kN/m²]	0.00
Pressione ammissibile fondazione [kN/m²]	
Altezza falda [m]	

Strato	Profondità [m]	Peso specifico [kN/m³]	Coesione [kN/m²]	Angolo d'attrito [deg]
1	2.00	18.00	20.00	30.00

Dati carichi

Carichi distribuiti sul riempimento

Primo tratto [kN/m²]	Variabile sfavorevole	q1	
Secondo tratto [kN/m²]	Variabile sfavorevole	q2	0.00

Carichi distribuiti sul muro

Error in getmsg[kN/m²]	Variabile favorevole	
------------------------	----------------------	--

Carichi lineari sul riempimento

Carico 1 [kN/m]	Variabile sfavorevole	
Distanza dal paramento muro [m]		
Carico 2 [kN/m]	Variabile sfavorevole	
Distanza dal paramento muro [m]		
Carico 3 [kN/m]	Variabile sfavorevole	
Distanza dal paramento muro [m]		

Carico lineare sul muro

Error in getmsg[kN/m]	Variabile favorevole	
Distanza dal paramento muro [m]		

Dati falda

Altezza iniziale [m]	0.50
Inclinazione del 1° tratto [°]	0.00
Lunghezza del 1° tratto [m]	0.00
Inclinazione del 2° tratto [°]	0.00
Lunghezza del 2° tratto [m]	0.00

Dati azione sismica

Coefficiente orizzontale	0.00
Coefficiente verticale	0.00

Prodotto

Ambiente	Bassa aggressività
----------	--------------------

Mesh

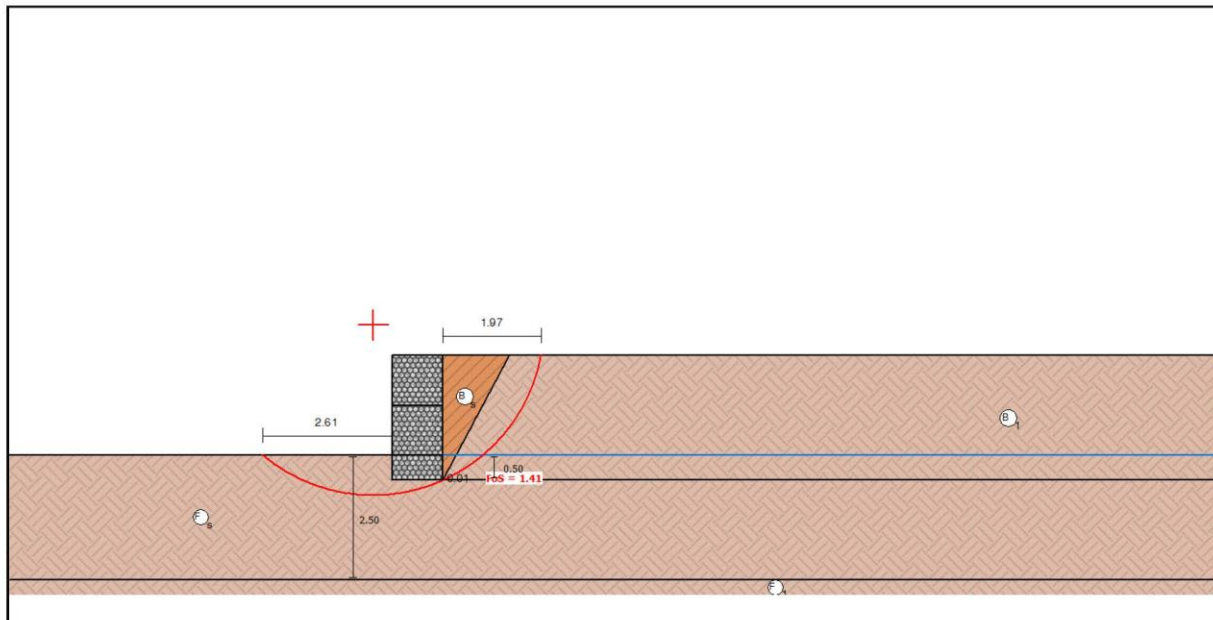
	GSC 0.5	GSC 1.0
Gabion POLIMAC™ 80/489	978	489

● **Risultati**

NTC 2018 (IT) - DESIGN APPROACH: A2+M2+R2

SLU Stato Limite Ultimo

Progettazione Muro



Risultati Analisi di Stabilità

Spinta Attiva e Passiva

Spinta attiva [kN/m]	19.88
Punto di applicazione rif. all'asse X [m]	1.00
Punto di applicazione rif. all'asse Y [m]	0.83
Error in getmsg	23.55
Spinta passiva [kN/m]	6.11
Punto di applicazione rif. all'asse X [m]	0.00
Punto di applicazione rif. all'asse Y [m]	0.17
Error in getmsg	0.00

Scorrimento

Forza normale sulla base [kN/m]	60.44
Punto di applicazione rif. all'asse X [m]	0.33
Punto di applicazione rif. all'asse Y [m]	0.00
Forza tangenziale attiva [kN/m]	18.22
Resistenza tangenziale [kN/m]	34.03
Verifica allo scorrimento	1.87

Ribaltamento

Momento instabilizzante [kN/m x m]	15.19
Momento stabilizzante [kN/m x m]	35.21
Verifica al ribaltamento	2.32

Sollecitazioni agenti sulla fondazione

Eccentricità	0.17
Sforzo normale sul bordo esterno [kN/m²]	121.63
Sforzo normale sul bordo interno [kN/m²]	0.00
Tensione ammissibile sulla fondazione [kN/m²]	160.63
FoS - Tensione sulla fondazione (esterno)	1.32
FoS - Tensione sulla fondazione (interno)	-

Attenzione. Non viene utilizzata tutta la base!

Stabilità Globale | Bishop

Centro dell'arco riferito all'asse X [m]	-0.40
Centro dell'arco riferito all'asse Y [m]	3.12
Verifica di Stabilità Globale	1.41

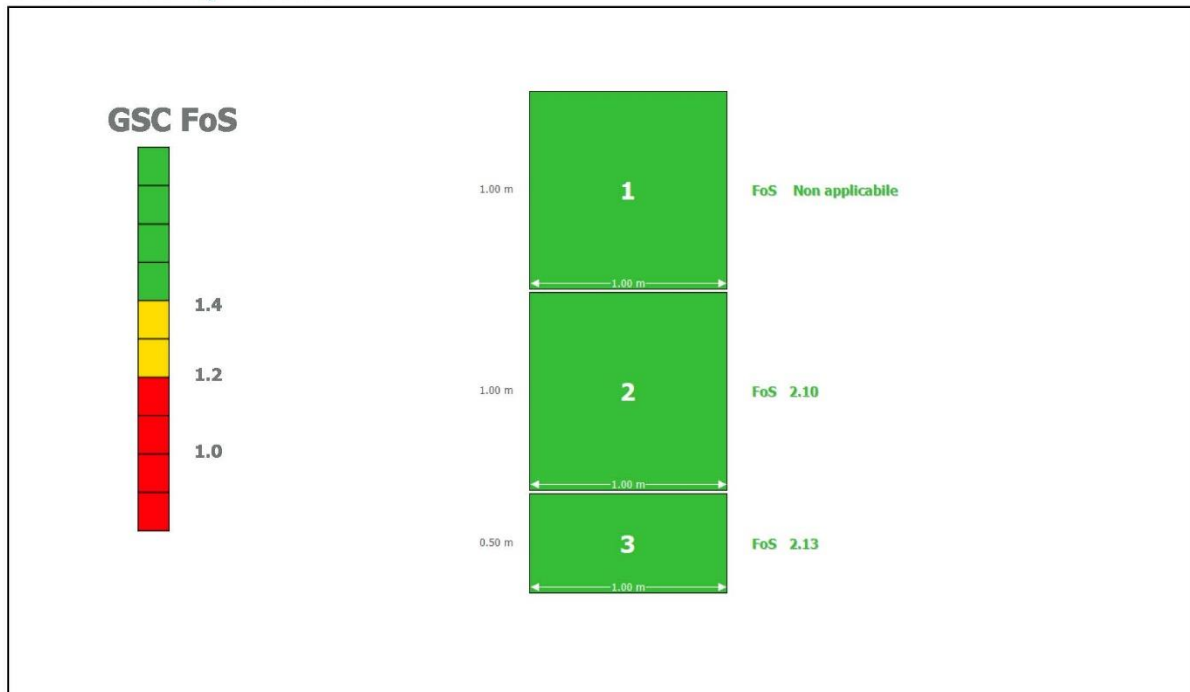
PROGETTAZIONE ATI:

● **Risultati**

NTC 2018 (IT) - DESIGN APPROACH: A2+M2+R2

SLE Stato Limite Esercizio

Gabion Serviceability Coefficient



SLU Stato Limite Ultimo

Stabilità esterna

Verifica a ribaltamento

FoS 2.32

Verifica a scorrimento

FoS 1.87

Tensione sulla fondazione (esterno)

FoS 1.32

Tensione sulla fondazione (interno)

FoS -

Globale

Verifica di stabilità globale

FoS 1.41

Stabilità interna

Strato	H [m]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kN/m x m]	τ_{Max} [kN/m]	τ_{All} [kN/m²]	τ FoS	σ_{Max} [kN/m²]	σ_{All} [kN/m²]	σ FoS
1	1.00	21.00	0.00	10.50	0.00	40.52	N.A.	21.00	755.79	35.99
2	2.00	46.70	10.78	18.51	10.78	66.21	6.14	58.90	755.79	12.83

PROGETTAZIONE ATI:

● **Normativa**

NTC 2018 (IT)

DESIGN APPROACH: A2+M2+R2

No Seismic Condition

Fattori parziali

		<i>Ribaltamento</i>	
Coefficiente di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.25	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.25	1.25
Coesione non drenata	γ_{cu}	1.40	1.40
Permanente (G) sfavorevole	$\gamma_{G;unfav}$	1.00	1.00
Permanente (G) favorevole	$\gamma_{G;fav}$	1.00	1.00
Variabile (Q) sfavorevole	$\gamma_{Q;unfav}$	1.30	1.30
Variabile (Q) favorevole	$\gamma_{Q;fav}$	0.00	0.00
Capacità portante	γ_{Rv}	1.00	1.00
Resistenza scorrimento	γ_{Rh}	1.00	1.00
Resistenza ribaltamento	γ_{Rm}	1.00	1.00
Resistenza interna terreno	$\gamma_{Re; intShear}$	1.00	1.00
Resistenza compressione interna terreno	$\gamma_{Re; intComp}$	1.00	1.00
Resistenza globale terreno	$\gamma_{Re; overall}$	1.10	1.10
Peso muro in gabbioni	$\gamma_{G; Wall}$	1.00	1.00
Spinta acqua	γ_{Water}	1.00	1.00

PROGETTAZIONE ATI:

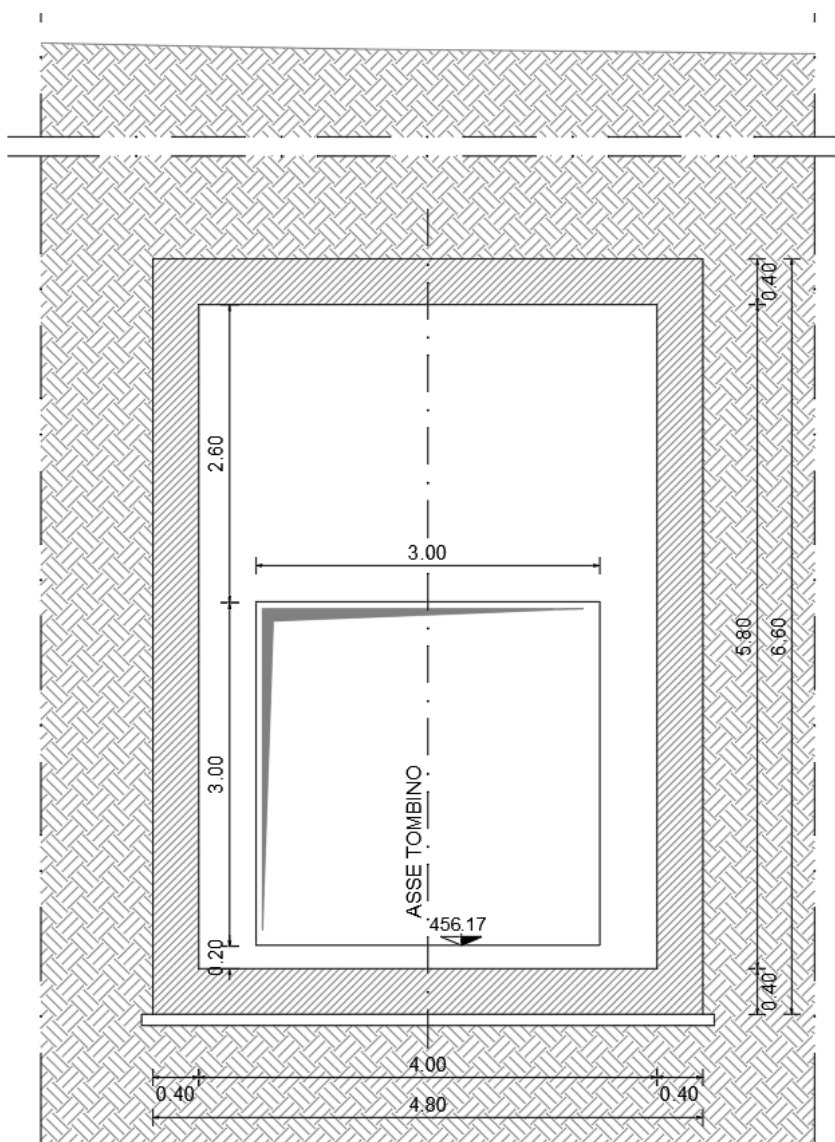
7.8 VERIFICA POZZETTO DI CADUTA

Viene effettuata la verifica dei pozzetti di caduta. La verifica è stata effettuata per un pozzetto tipico, che risulta a favore di sicurezza rispetto alla geometria specifica

7.8.1 GEOMETRIA

Il pozzetto analizzato ha la seguente geometria:

- Altezza = 6.6m
- Larghezza = 4.8m
- Lunghezza = 3.8m
- Spessore pareti = 40cm



Il riepilogo dell'armatura considerata è riportato qui di seguito. L'armatura a taglio non è necessaria

PROGETTAZIONE ATI:

Pozzetto	POSIZIONE	ARMATURA LONGITUDINALE		ARMATURA TRASVERSALE		INCIDENZA
		Φ [mm]	passo [mm]	Φ [mm]	passo [mm]	kg/mc
SOLETTA SUPERIORE	SUP	20	200	20	200	124
	INF	20	200	20	200	
SOLETTA INFERIORE	SUP	20	200	20	200	124
	INF	20	200	20	200	
PIEDRITTI	SUP	20	200	20	200	124
	INF	20	200	20	200	

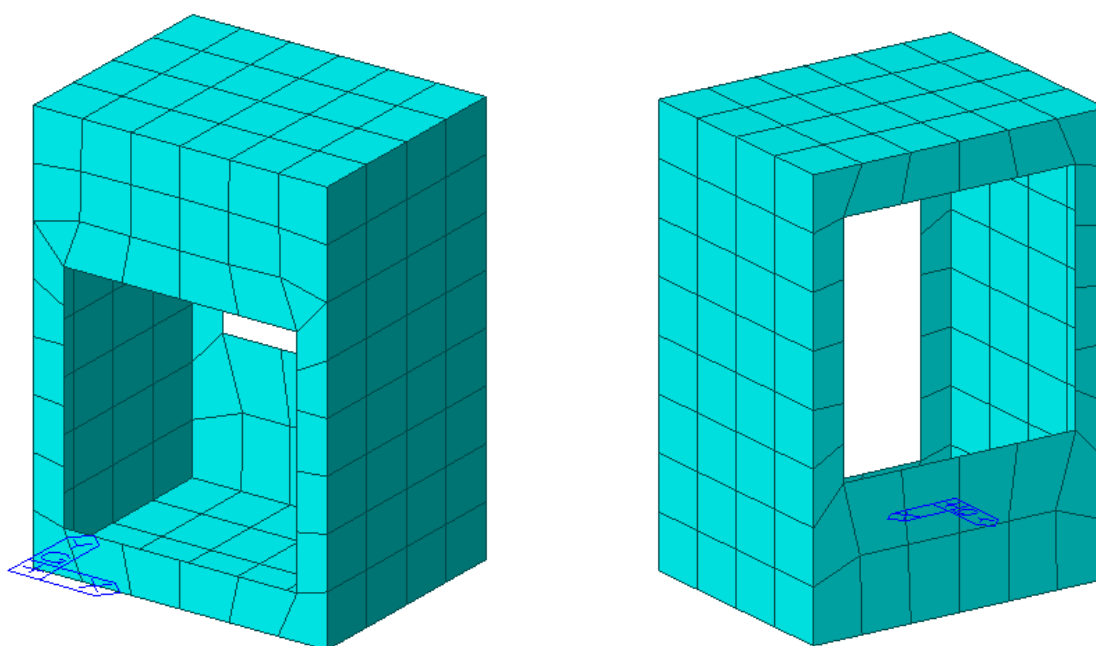
7.8.2 MODELLAZIONE E CARICHI APPLICATI

Per eseguire i calcoli riportati nel prosieguo della presente relazione sono stati impiegati i seguenti software.

L'analisi della struttura nelle varie fasi è condotta applicando il metodo degli elementi finiti; a tale fine, si adotta il software denominato "Midas civil", distribuito da CSPfeam Italia su piattaforma Windows; il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base ed all'interpretazione dei risultati di output, ed un risolutore ad elementi finiti in campo lineare.

La verifica delle membrature viene effettuata mediante fogli di calcolo Microsoft® Office Excel autoprodotti e pacchetto VCaSLU rilasciato gratuitamente dal professore Pietro Gelfi.

La struttura è riprodotta nel modello agli elementi finiti tramite elementi shell soggetti alle azioni permanenti e variabili descritte in seguito.

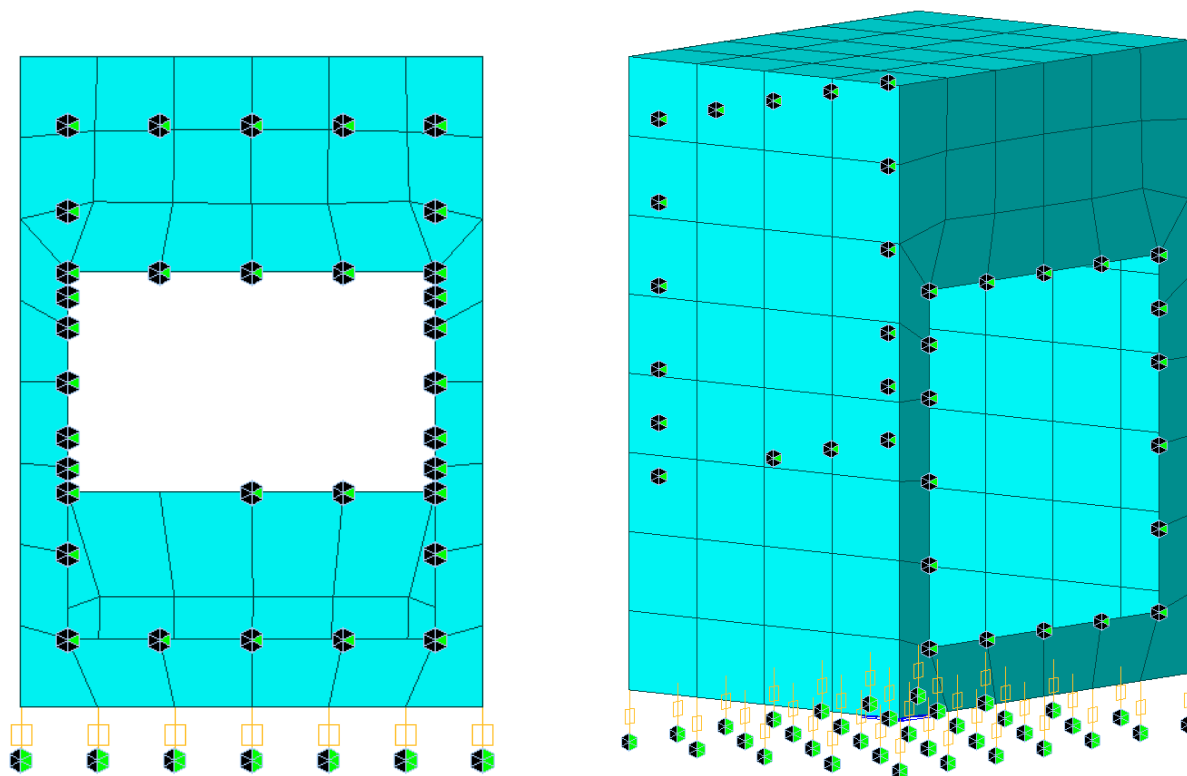


PROGETTAZIONE ATI:

Il terreno di fondazione è modellato con elementi “linear spring”, un “letto” di molle elastiche verticali indipendenti l’una dall’altra (suolo alla Winkler), a cui è stato assegnato un opportuno valore di rigidità pari al coefficiente di sottofondo moltiplicato per l’area della mesh di modellazione.

$$K = 10000 \times 0.5 \times 0.5 = 2500 \text{ kN/m}$$

Inoltre vincoli assiali sono stati assegnati lungo il bordo dei fori, per modellare conservativamente il vincolo fornito dalle sezioni correnti del tombino:



La configurazione peggiore per il pozzetto è quella in cui il pozzetto è vuoto, e subisce lateralmente le spinte del terreno. Per cui sono stati considerati i seguenti contributi di carico:

Sono stati considerati i seguenti contributi di carico:

- g_{1k} peso proprio delle strutture
- g_{2k} carico permanente disposto sulla soletta superiore, dovuto al terreno di ricoprimento, al pacchetto stradale ed a eventuali carichi da traffico + spinte statiche del terreno sui piedritti e spinta idrostatica sulla struttura.

Il peso proprio è assegnato direttamente dal programma di calcolo, utilizzando le densità dei materiali assegnati.

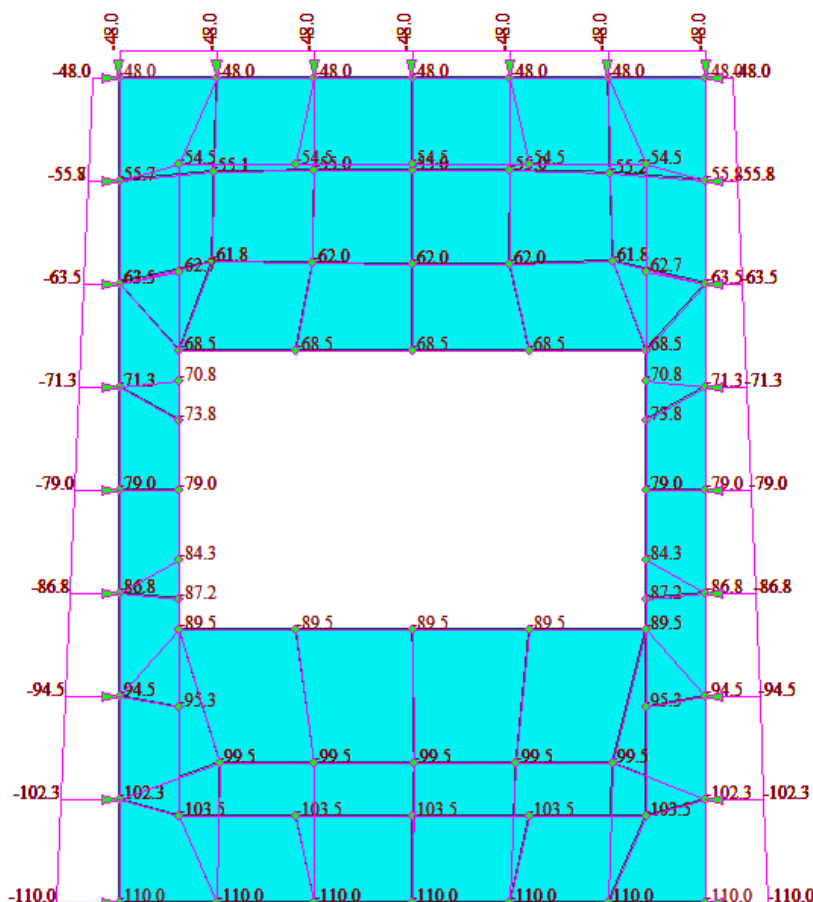
Sulle pareti e copertura della struttura agiscono le pressioni orizzontali dovute alla spinta delle terre. Considerando l'angolo di attrito pari a 30° e coesione pari a 0 si ottiene un coefficiente di spinta a riposo pari a

$$k_0 = 1 - \sin \varphi = 0.50$$

La falda non è presente.

PROGETTAZIONE ATI:

Si considera inoltre un sovraccarico pari al carico permanente portato di 20 kN/m², per cui le pressioni ai vari livelli risultano



Sono individuate due combinazioni:

COMBO	DEAD	g2k - pesi permanenti	g3k - spinta terra
SLU	1,35	1,35	1,35
SLE	1	1	1

Si riportano i risultati delle analisi in termini di momento di Wood e Armer. Tale momento combina gli effetti flettenti con quelli torcenti, e permette quindi di trattare formalmente elementi che si comportano a lastra inflessa come se fossero elementi trave.
Il momento di Wood e Armer è calcolato direttamente dal software di calcolo sia superiormente che inferiormente agli elementi lastra e per entrambe le direzioni principali assegnate dall'utente:

PROGETTAZIONE ATI:

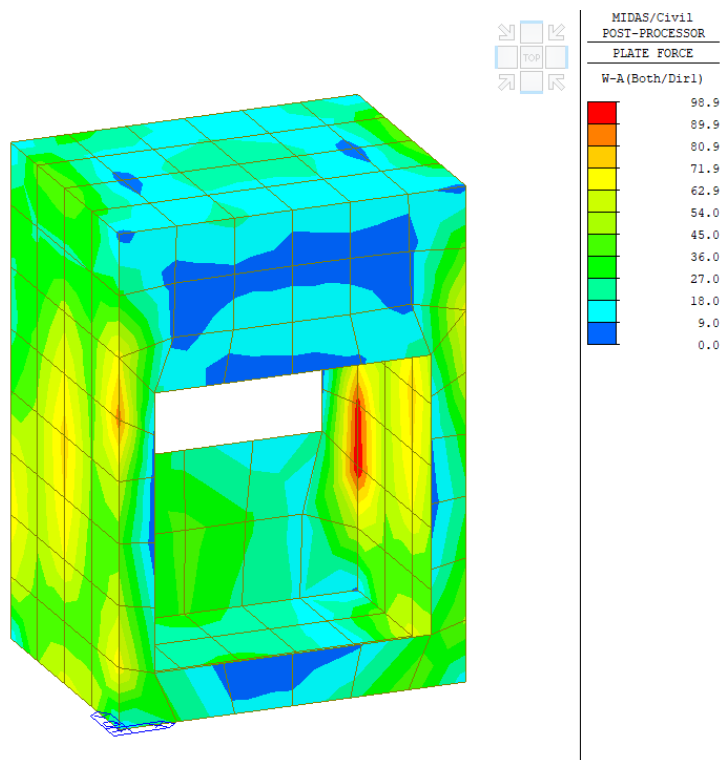


Figura 13 Wood e Armer dir 1 SLU

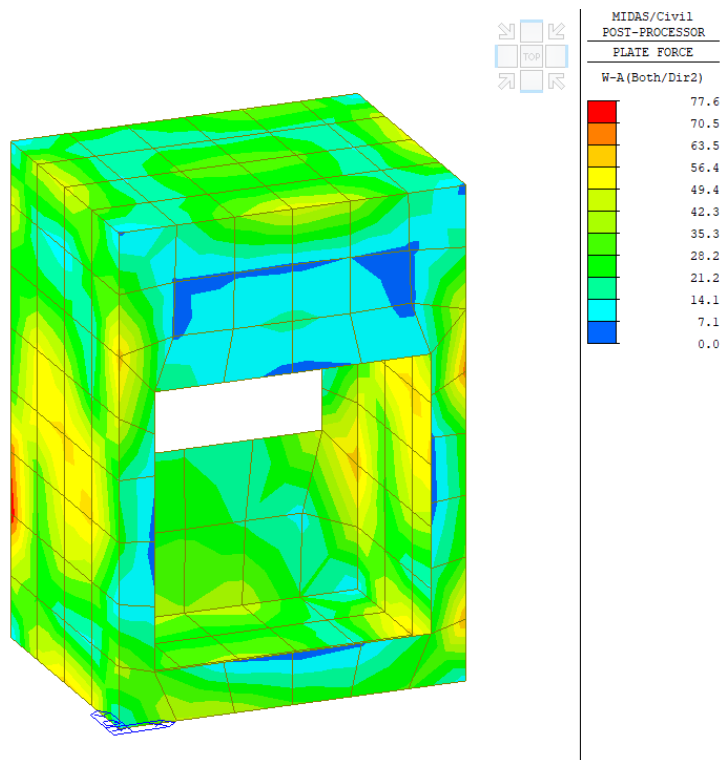


Figura 14 Wood e Armer dir 2 SLU

PROGETTAZIONE ATI:

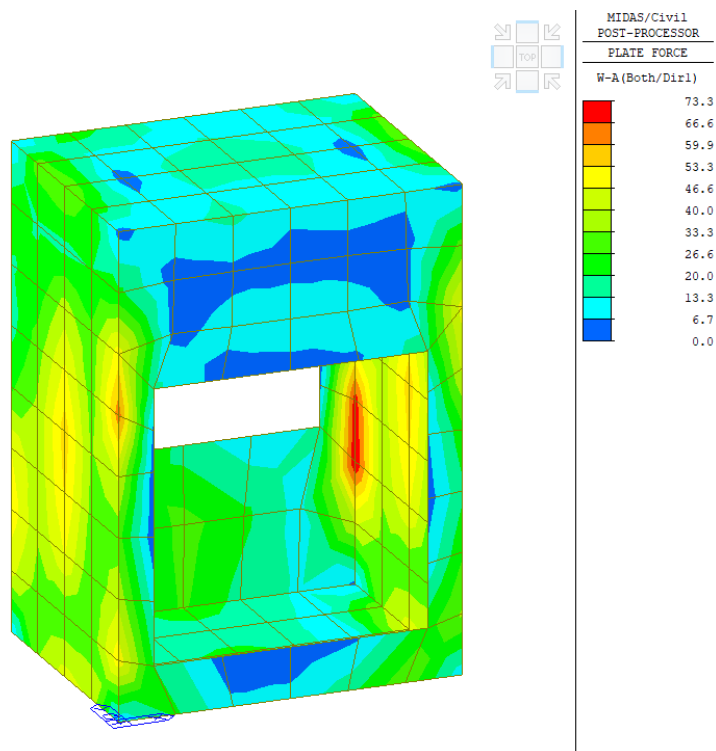


Figura 15 Wood e Armer dir 1 SLE

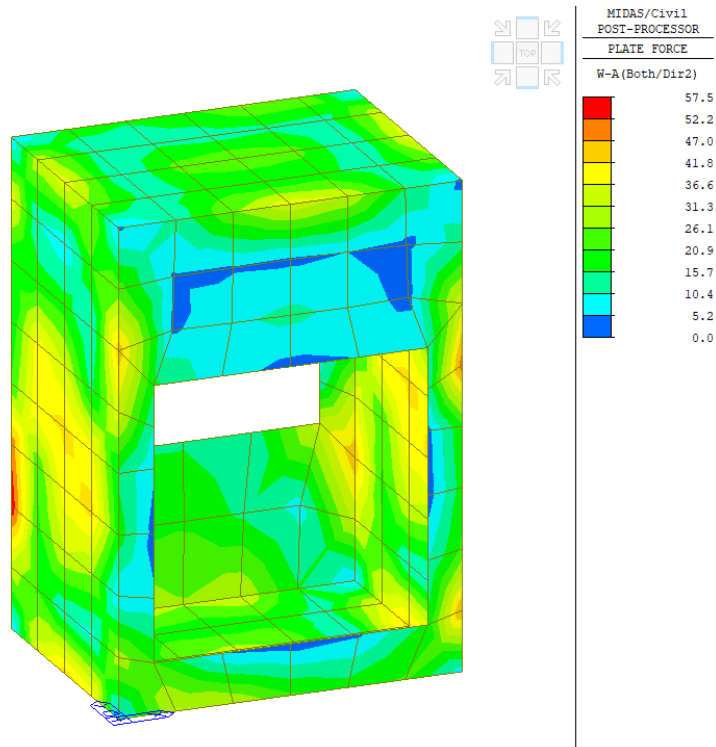


Figura 16 Wood e Armer dir 2 SLE

PROGETTAZIONE ATI:

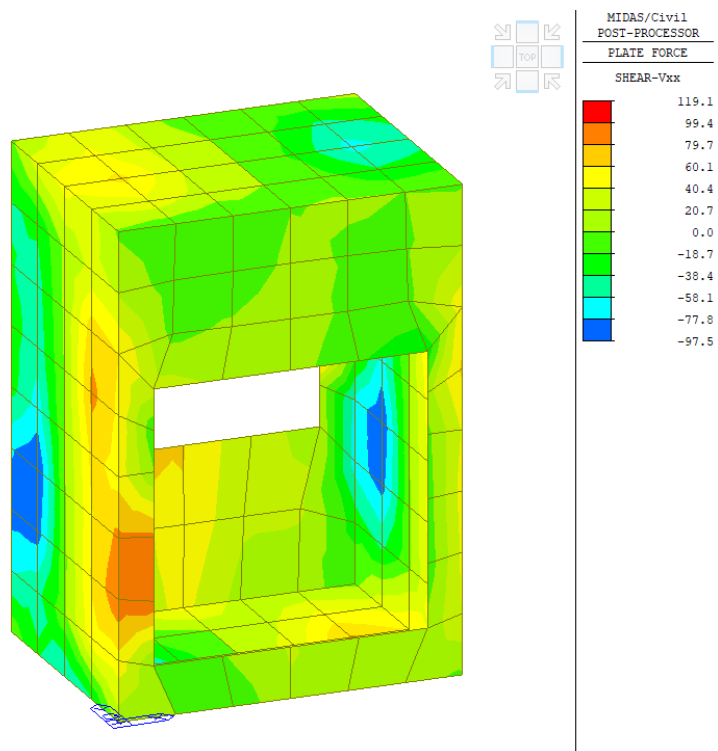


Figura 17 Taglio Vxx SLU

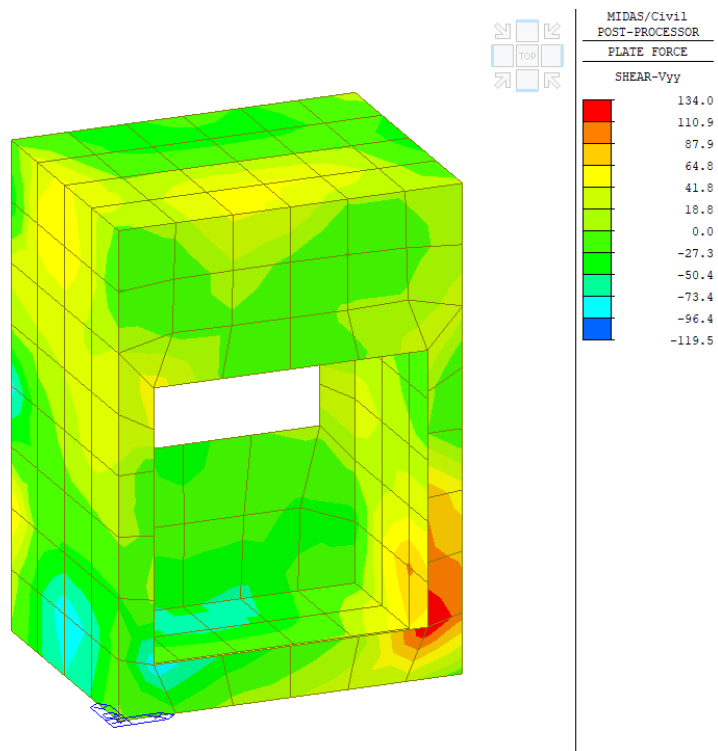


Figura 18 Taglio Vyy SLU

PROGETTAZIONE ATI:

7.8.3 VERIFICHE SLU

7.8.3.1 VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE SLU

La verifica di resistenza in condizioni ultime di una sezione presso-inflessa consiste nel soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} (N_{Ed})$$

dove:

M_{Ed} = momento flettente sollecitante di calcolo, valutata sotto la combinazione;

M_{Rd} = momento flettente resistente associato all'azione assiale concomitante N_{Ed} .

In fase di verifica viene definito coefficiente di sicurezza c.s. il rapporto tra M_{Rd} e M_{Ed} . La verifica di resistenza può quindi ritenersi soddisfatta se risulta c.s. < 1.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo :

N° strati barre 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	5
2	15,71	35

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

Sollecitazioni

S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C **C30/37**

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11,5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
 τ_{c1} 2,029

M_{xRd} 204,2 kN m

σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 22,03 ‰
d 35 cm
x 4,798 x/d 0,1371
 δ 0,7

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_0 0 cm **Col. modello**

M-curvatura

☐ Precompresso

$M_{Ed} = 99 \text{ kNm} < 204 \text{ kNm} = M_{Rd}$

verificato

PROGETTAZIONE ATI:

7.8.3.2 VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO SLU

La verifica di resistenza a taglio in condizioni ultime di una sezione in c.a. consiste nel soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

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

dove:

V_{Ed} = azione tagliante sollecitante di calcolo, valutata sotto la combinazione;

V_{Rd} = azione tagliante resistente.

In prima battuta V_{Rd} è associato al valore della resistenza a taglio dell'elemento privo di armatura dedicata, basata sul contributo resistente a trazione del calcestruzzo e su quello fornito dalle armature longitudinali tese (EN 1992-1-1 §6.2.2)

$$V_{Rd} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \quad (N)$$

con:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 + \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}}$$

dove

A_c = area della sezione in calcestruzzo (in mm²)

b_w = larghezza minima della sezione in calcestruzzo in zona tesa (in mm)

d = altezza utile della sezione (in mm)

ρ_1 = rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa $\frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02$

σ_{cp} = tensione media di compressione nella sezione $\frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 f_{cd}$

N_{Ed} = forza assiale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (in N)

Se il contributo resistente così calcolato risulta inferiore al valore del taglio sollecitante, risulta necessario procedere al dimensionamento di un'apposita armatura resistente a taglio. In tal caso, la verifica a taglio risulterà soddisfatta se l'azione tagliante sollecitante sarà inferiore al minimo valore tra quello dato dalla resistenza di calcolo a "taglio trazione", riferita all'armatura trasversale, e quello dato dalla resistenza a "taglio compressione", associata al nucleo in calcestruzzo (EN 1992-1-1 §6.2.3).

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rsd}; V_{Rd,max}\}$$

con:

$$V_{Rsd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

dove:

A_{sw} = area dell'armatura trasversale a taglio

s = passo delle staffe

z = braccio della coppia interna assunto pari a $z = 0.9 \cdot d$

α = angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

θ = inclinazione del puntone compresso di calcestruzzo (con $1 < \cot \theta < 2.5$)

f_{ywd} = tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio

v_1 = coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio

PROGETTAZIONE ATI:

α_{cw} = coefficiente che considera l'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

Forces

Maximum shear force at SLU	$V_{ed} =$	134	kN
Axial force at SLU	$N_{ed} =$	0	kN
Axial force type		compression	

Preliminary check

stress factor	$v = 0,6 (1-f_{ck}/250)$	$v =$	0,52	Mpa
capacity	$V_{rd} = 0,5b_w d v_{fd}$	$V_{rd,c} =$	1660	kN
usage factor	$u.f. = V_{ed}/V_{rd}$	$u.f. =$	0,08	

No shear reinforcement

$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$		$C_{Rd,c} =$	0,12	
$k = 1+(200/d)^{0.5} < 2$		$k =$	1,76	
$\rho_l = A_{sl}/b_w d < 0.02$		$\rho_l =$	0,00	
		$k_1 =$	0,15	
$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c < 0.2f_{cd}$		$\sigma_{cp} =$	0,00	MPa
		$v_{calc} =$	0,51	MPa
		$v_{min} =$	0,46	MPa
Capacity	$V_{rd} = v b_w d$	$V_{rd,c} =$	179	kN
usage factor	$u.f. = V_{ed}/V_{rd}$	$u.f. =$	0,75	

7.8.3.3 VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

La massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

- $\sigma_c \leq 0.60 f_{ck}$ sotto la combinazione SLE Caratteristica (Rara)
- $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck}$ sotto la combinazione SLE quasi-permanente

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la seguente limitazione:

- $\sigma_s \leq 0.80 f_{yk}$ sotto la combinazione SLE Caratteristica (Rara)

7.8.3.4 VERIFICHE DELLO STATO FESSURATIVO

Le verifiche dello stato fessurativo vengono condotte con riferimento alle combinazioni SLE frequente e SLE quasi-permanente. Esse dipendono dalle condizioni ambientali cui sono soggetti gli elementi da verificare.

In base alla tabella sotto riportata, le solette inferiore e superiore e i ritzi di elevazione sono realizzati rispettivamente in classe XC4 e le condizioni ambientali sono da considerarsi aggressive

PROGETTAZIONE ATI:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 7.8-1 condizioni ambientali e classi di esposizione.

Un altro parametro necessario alla definizione dell'apertura limite di fessura è la sensibilità alla corrosione delle armature che per acciai ordinari viene usualmente considerata modesta. Dunque, sulla base della tabella di seguito mostrata, si possono determinare le verifiche da condurre per lo stato limite di fessurazione.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_{d,lim}$	Stato limite	$w_{d,lim}$
a	Ordinarie	Frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		Quasi permanente	ap. Fessure	$\leq w_1$	ap. Fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	Frequente	ap. Fessure	$\leq w_1$	ap. Fessure	$\leq w_2$
		Quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	Frequente	formazione fessure	-	ap. Fessure	$\leq w_1$
		Quasi permanente	decompressione	-	ap. Fessure	$\leq w_1$

Tabella 7.8-2 Verifiche da condurre per lo stato limite di fessurazione.

Le verifiche consistono nel soddisfacimento delle seguenti limitazioni:

$$w_d \leq w_{d,lim}$$

dove l'ampiezza media di fessura w_d può essere valutata in base alla procedura esplicitata di seguito secondo quanto riportato al par. §C4.1.2.2.4.6 CNTC-08.

Nel caso in esame risultano pertanto le seguenti aperture limite di fessura per gli elementi strutturali:

Elemento strutturale	S.L.E. Frequente – $w_{d,lim}$ [mm]	S.L.E. Quasi permanente – $w_{d,lim}$ [mm]
Elementi in c.a.	0.3	0.2

Tabella 7.8-3 Aperture limite di fessura per gli elementi strutturali.

Nello specifico l'apertura di fessura w_d è definita secondo la relazione:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m = 1.7 \cdot \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax}$$

dove:

ϵ_{sm} = deformazione unitaria media delle barre di armatura

Δ_{smax} = distanza massima tra le fessure

PROGETTAZIONE ATI:

Il calcolo della deformazione unitaria media delle barre di armatura ε_{sm} avviene per mezzo delle seguenti relazioni:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_s \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

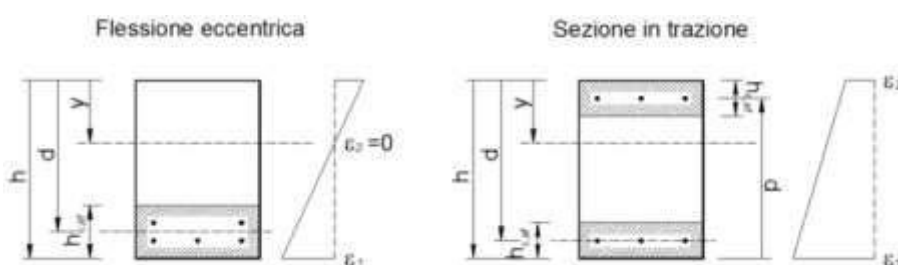
σ_s = tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata.

α_e = rapporto tra E_s e E_{cm}

ρ_{eff} = rapporto tra A_s e $A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$ = area efficace di calcestruzzo attorno all'armatura di altezza $h_{c,ef}$. Tale altezza è definita come il minimo valore fra $2.5(h-d)$; $(h-y)/3$ e $h/2$

k_t = fattore funzione della durata del carico assunto pari a 0.6 o 0.4 rispettivamente per carichi di breve e lunga durata.



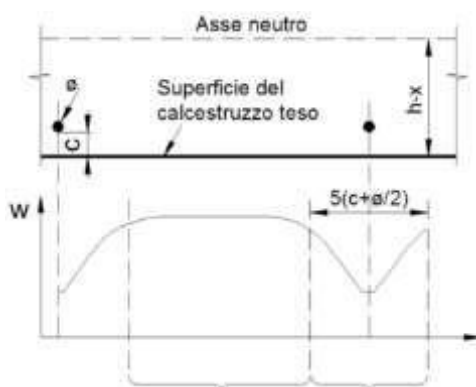
La distanza fra le fessure Δ_{smax} può essere calcolata con l'espressione:

- Se la spaziatura fra le barre $\leq 5(c + \varnothing/2)$

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\varnothing}{\rho_{eff}}$$

- Se la spaziatura fra le barre $> 5(c + \varnothing/2)$

$$\begin{cases} \Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\varnothing}{\rho_{eff}} & \text{nella zona di estensione } 5(c + \varnothing/2) \\ \Delta_{smax} = 1.3 \cdot (h - y) & \text{nella zona rimanente} \end{cases}$$



dove:

$\varnothing$ = diametro equivalente delle barre di armatura calcolato

c = ricoprimento dell'armatura

k_1 = assunto pari a 0.8 o 1.6 rispettivamente per le barre ad aderenza migliorata e per le barre lisce

$$\varnothing_{eq} = \frac{n_1 \varnothing_1^2 + n_2 \varnothing_2^2}{n_1 \varnothing_1 + n_2 \varnothing_2} \text{ come:}$$

PROGETTAZIONE ATI:

k_2 = assunto pari a 0.5 o 1.0 rispettivamente per il caso di flessione semplice e di trazione semplice.

Nel caso di trazione eccentrica si utilizzano valori intermedi calcolati con la relazione:

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1}$$

$\varepsilon_{1,2}$ = deformazioni rispettivamente più grande e più piccola di trazione all'estremità della sezione considerata calcolate considerando la sezione fessurata.

k_3 = 3.4

k_4 = 0.425

<u>Cracking and stress</u>				
<u>Geometry</u>				
section height	h =	400	mm	
section width	b =	1000	mm	
<u>Forces</u>				
Applied axial force (compression)	N_{ed} =	0	kN	
Applied Bending moment	M_{ed} =	73,3	kNm	
<u>Materials</u>				
<u>Concrete</u>	characteristic strenght	f_{ck} =	32	Mpa
	partial factor	γ_c =	1,5	
	loading factor	α_{cc} =	0,85	
	design strength	f_{cd} =	18,1	MPa
	Young modus	E_{cm} =	32419	MPa
	tensile strength	f_{ctm} =	3,02	MPa
<u>Steel</u>	characteristic strenght	f_{yk} =	450	Mpa
	partial factor	γ_y =	1,15	
	design strength	f_{yd} =	391	MPa
	Young modus	E_s =	200000	MPa
modular ratio	n =	15		
<u>Reinforcement</u>				
		tension	compression	
number	n =	5	5	mm
diameter	Φ =	20	20	mm
area	A_s =	1570	1570	mm ²
effective depth	d =	350	50	mm
<u>Steel stress</u>				
neutral axis	x =	98	mm	
concrete stress	σ_c =	3,9	Mpa	
compression steel stress	σ_s' =	28	MPa	

PROGETTAZIONE ATI:

tension steel stress	$\sigma_s =$	149	MPa
equation 1		0	N
equation 2		0	Nmm
maximum allowed for steel		400	MPa
usage factor		0,37	
maximum allowed for concrete		13	MPa
usage factor		0,31	

Cracking

long term coefficient	$k_t =$	0,4	
tensile effective height	$h_{eff} =$	100	mm
tensile effective area	$A_{c,eff} =$	100000	mm ²
	$\rho_{r,eff} =$	0,0157	
strain	$e_{sm} - e_{cm} =$	0,00045	
high bond bar coefficient	$k_1 =$	0,8	
strain distribution coefficient	$k_2 =$	0,5	
	$k_3 =$	3,4	
	$k_4 =$	0,425	
maximum crack spacing	$\sigma_{r,max} =$	312	mm
crack width	$w_k =$	0,14	mm
maximum allowed	$w_{max} =$	0,2	mm
usage factor	$u.f. =$	0,70	

$$u.f. = V_{ed}/V_{rd}$$

PROGETTAZIONE ATI: