



Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione



Regione Lombardia

Provincia di Milano

Legge n. 345/97

Accordo di programma quadro in materia di trasporti

Realizzazione di un sistema integrato di accessibilità ferroviaria e stradale
all'aeroporto di Malpensa 2000

(CONVENZIONE DEL 29.10.1999)

Collegamento tra la S.S.n.11 "Padana Superiore" a Magenta
e la Tangenziale ovest di Milano
Variante di Abbiategrasso sulla S.S.n.494 e adeguamento in sede
del tratto Abbiategrasso Vigevano fino al nuovo ponte sul Ticino

PROGETTO DEFINITIVO - 1° STRALCIO FUNZIONALE

D - OPERE D'ARTE MAGGIORI

TRATTA A : MAGENTA - ALBAIRATE
PO01 - Canale scolmatore delle piene Nord - Ovest Milano (Progr.Km 7+940)
Ponte L=30m: relazione di calcolo

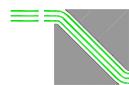
Revisioni	Controllato	Approvato	Data :Dicembre 2008.....	Scala :-.....
			Agg.to :Novembre 2014.....	All.to n.D.5.4.....

Progettazione :



Società Esercizi Aeroportuali s.p.a.
20090 Aeroporto Milano Linate tel. 02/74851

Progettazione redatta da :



errevia s. r. l.
RICERCA VIABILITÀ AMBIENTE

Centro operativo: 20090 TREZZANO s/N (MI), via Cristoforo Colombo n. 23

Il Progettista :

Il Direttore Tecnico
Dott. Ing. Alberto RINALDI

.....
.....

Visto
La Direzione Centrale Progettazione :
Dott. Ing. Nicola DINNELLA

.....

Visto
Il Responsabile del Procedimento :
Dott. Ing. Domenico PETRUZZELLI

.....

INDICE

1. INTRODUZIONE.	4
2. NORMATIVA E MATERIALI.	5
2.1 Normativa adottata.	5
2.2 Caratteristiche dei materiali.	6
2.3 Durabilità del calcestruzzo.	8
2.4 Stratigrafia.	9
3. CONSIDERAZIONI SULLE ANALISI E SULLE VERIFICHE.	10
4. ANALISI DEI CARICHI.	11
4.1 Peso Proprio.	11
4.2 Carichi permanenti.	11
4.3 Distorsioni applicate.	12
4.4 Carichi accidentali:	12
5. COMBINAZIONI DI CARICO	15
6. MODALITÀ DI VERIFICA.	16
6.1 Elementi in c.a. – Verifiche a presso-flessione SLU.	16
6.2 Verifiche a taglio SLU.	17
6.2.1 <i>Sezioni prive di armatura trasversale.</i>	17
6.2.2 <i>Sezioni con armatura trasversale.</i>	17
6.3 Verifiche allo stato limite di fessurazione.	18
6.4 Stato limite delle tensioni in esercizio.	18
7. STATICA LOCALE.	19
7.1 Fase 1 – campi a sbalzo.	19
7.1.1 <i>Analisi dei carichi.</i>	19
7.1.2 <i>Dimensionamento.</i>	19
7.2 Fase 1 – campi interni.	20
7.2.1 <i>Analisi dei carichi.</i>	20
7.2.2 <i>Dimensionamento.</i>	20
7.3 Fase 2.	21

7.3.1	<i>Analisi dei carichi</i>	21
7.3.2	<i>Modello di calcolo</i>	22
7.3.3	<i>Dimensionamento</i>	24
7.3.4	<i>Verifiche agli SLU</i>	24
7.3.5	<i>Verifiche agli SLE</i>	26
8.	STATICA GLOBALE	28
8.1	Riepilogo fasi costruttive.....	28
8.2	Modelli di calcolo	30
8.3	Modalità di applicazione dei carichi.	30
8.4	Dimensionamento e verifiche.	33
8.4.1	<i>Dimensionamento delle travi</i>	33
8.4.2	<i>Verifiche SLU</i>	34
8.4.3	<i>Verifiche agli SLE</i>	36
9.	AZIONI SUGLI APPARECCHI DI APPOGGIO	38
10.	VERIFICA DELLE SPALLE	42
10.1	Dati geometrici e di carico.	43
10.2	Riepilogo armature.	45
10.3	Verifiche SLU.....	46
10.4	Verifiche SLE.....	51
11.	VERIFICA DELLE FONDAZIONI	54
11.1	Capacità portante.	54
11.2	Verifica SLU del palo.	56
12.	CONCLUSIONI	58

1. INTRODUZIONE.

Si considera un'opera di scavalcamento da realizzarsi nell'ambito dei lavori per il collegamento tra la S.S.11 a Magenta e la Tangenziale Ovest di Milano, tratto Albairate – Ozzero. Il ponte copre una luce di calcolo uguale a 30m

La sede stradale include una carreggiata con due corsie di marcia e banchine, di larghezza complessiva 10.5m (misure in retto); sono presenti marciapiedi di servizio, realizzati con un ringrosso della soletta; a questi marciapiedi sono ancorati, a mezzo di tirafondi, le barriere metalliche bordo ponte a tripla onda in acciaio. L'asse della carreggiata è rettilineo e forma un angolo di 68° rispetto al profilo delle spalle.

Il sistema strutturale scelto è quello delle travi a cassone accostate con sezione in calcestruzzo armato precompresso. Le travi sono appoggiate su spalle mediante dispositivi di vincolo tradizionali. Un solo allineamento contiene gli appoggi fissi, mentre l'altro contiene appoggi unidirezionali sulle travi vicine alla mezzeria e appoggi mobili sulle travi laterali. Il comportamento della struttura nei confronti delle azioni orizzontali si configura pertanto come segue: per carichi trasversali (vento, azione centrifuga) reagiscono gli appoggi su tutti gli allineamenti, per carichi longitudinali (sisma, frenatura, attrito dei vincoli) reagisce un solo allineamento. In particolare, per quanto riguarda l'azione sismica, si segnala che non è stato introdotto alcun sistema di isolamento dell'impalcato in virtù della bassa sismicità locale.

L'impalcato è realizzato per mezzo di 4 travi a cassone accostate. Tali elementi, di altezza 125 cm, hanno forma differente a seconda che si trovino nella zona centrale oppure sui due bordi. Le travi centrali, dotate di cassone di forma rettangolare con dimensioni esterne 135cmx125cm, sono caratterizzate da un'ala inferiore larga 249 cm. Le travi di bordo sono costituite da cassoni di forma trapezia con basi 135cm e 175cm e altezza 125cm; l'ala inferiore è in questo caso larga 192 cm. Accostando fra loro gli elementi si realizza una sezione chiusa inferiormente da una controsoletta formata dalle ali inferiori delle travi prefabbricate. Le travi impiegate sono in calcestruzzo armato precompresso, a cavi pretesi rettilinei, con luce di calcolo di 30 m; la lunghezza complessiva è di 31 m.

La costruzione del ponte avverrà in linea di massima seguendo le fasi costruttive descritte nel seguito. Le fondazioni a sostegno dell'impalcato sono gettate in opera, con plinto di fondazione sostenuto da un gruppo di pali accostati ϕ 1000. Si disporranno quindi gli apparecchi di appoggio, per mezzo dei quali le travi sono appoggiate alle sottostrutture. Le

travi prefabbricate saranno quindi posizionate sugli apparecchi di appoggio con l'ausilio di una gru. Sulle travi è quindi gettata una soletta di cemento armato ordinario, di spessore 25 cm, realizzata con l'ausilio di predalles tralicciate che fungono da cassero perso. La costruzione è ultimata disponendo le opere di finitura stradali, tra cui la pavimentazione, le barriere di protezione e i cordoli.

Nel seguito della relazione, riferita ad una fase di progetto definitivo, sono riportati: le normative di riferimento, l'analisi dei carichi, i modelli strutturali impiegati per il calcolo, il dimensionamento delle varie membrature e le verifiche per gli elementi principali. Nel calcolo delle fondazioni si adotta l'Approccio 2.

2. NORMATIVA E MATERIALI.

2.1 NORMATIVA ADOTTATA.

I calcoli delle strutture sono stati eseguiti in base alle seguenti disposizioni:

- Legge 5/11/1971 n° 1086: "Norme per le discipline delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica".
- D.M. 14/01/2008: "Norme tecniche per le costruzioni".
- Circ. del 2 febbraio 2009, n. 617: "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008".
- UNI EN 206-1:2001: "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- UNI ENV 197 Parte 1a: "Cemento. Composizione, specificazioni e criteri di conformità".
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale.
- UNI EN 197-1 giugno 2001: "Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni".
- UNI EN 11104 marzo 2004: "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1".

Ulteriori riferimenti normativi

- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”.

2.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.

Acciaio per cemento armato ordinario.

Barre a aderenza migliorata, classe B450C

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yt} \geq 450 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
- Tensione di calcolo SLU (coeff. parziale 1.15) $f_d = 391 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$
- Modulo di Young $E_S = 210000 \text{ MPa}$

Acciaio per c.a.p.

Trefoli da 0.5” stabilizzati al rilassamento.

- Tensione caratteristica all’1% $f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} \geq 1900 \text{ MPa}$
- Tensione di calcolo SLU (coeff. parziale 1.15) $f_d = 1452 \text{ MPa}$
- Modulo di Young $E_p = 196000 \text{ MPa}$

PROGETTO DEFINITIVO

- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- - Tensioni ammissibili:
 - stato iniziale $\sigma_{spi} \leq 0.9 f_{p(1)k} = 1503 \text{ MPa}$
 - in esercizio $\sigma_{sp} \leq 0.8 f_{p(1)k} = 1336 \text{ MPa}$
- - Caduta di tensione max a 1000 h 2.20%
- - Caduta di tensione max a 2000 h 2.50%
- - Caduta di tensione estrapolata a tempo infinito 5.20%

Calcestruzzo per le travi prefabbricate.

Calcestruzzo di classe C45/55.

- Resistenza caratteristica $R_{ck} > 55 \text{ MPa}$
- Tensione di calcolo SLU (coeff. parziale 1.5) $\sigma_{cd} = 25.5 \text{ MPa}$
- Modulo di Young $E = 22000 \left[\frac{(0.83R_{ck} + 8)}{10} \right]^{0.3} = 36400 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$
- Resistenza caratteristica al momento della tesatura dei cavi
 - $R_{ckj} > 48 \text{ MPa}$
- Tensioni limite in esercizio
 - iniziali a compressione $\sigma_c = -0.7 f_{ckj} = -27.9 \text{ MPa}$
 - comb. rara a compressione: $\sigma_c = -0.6 f_{ck} = -27 \text{ MPa}$
 - comb. quasi perm. a compressione: $\sigma_c = -0.45 f_{ck} = -20.2 \text{ MPa}$
- Tensione limite per evitare la formazione delle fessure:
 - a trazione $\sigma_c = f_{ctm}/1.2 = 0.3 (f_{ck})^{2/3} = 3.16 \text{ MPa}$
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Calcestruzzo per la soletta.

Calcestruzzo di classe C32/40.

- Resistenza caratteristica $R_{ck} > 40 \text{ MPa}$
- Tensione di calcolo SLU (coeff. parziale 1.5) $\sigma_{cd} = 18.1 \text{ MPa}$
- Modulo di Young $E = 22000 \left[\frac{(0.83R_{ck} + 8)}{10} \right]^{0.3} = 33600 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Calcestruzzo per le sottostrutture.

Calcestruzzo di classe C28/35.

- Resistenza caratteristica $R_{ck} > 35 \text{ MPa}$
- Tensione di calcolo SLU (coeff. parziale 1.5) $\sigma_{cd} = 15.87 \text{ MPa}$
- Modulo di Young $E = 22000 \left[\frac{(0.83R_{ck} + 8)}{10} \right]^{0.3} = 32308 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Calcestruzzo per i pali di fondazione.

Calcestruzzo di classe C25/30.

- Resistenza caratteristica $R_{ck} > 30 \text{ MPa}$
- Tensione di calcolo SLU (coeff. parziale 1.5) $\sigma_{cd} = 14.17 \text{ MPa}$
- Modulo di Young $E = 22000 \left[\frac{(0.83R_{ck} + 8)}{10} \right]^{0.3} = 31447 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

2.3 DURABILITÀ DEL CALCESTRUZZO.

Si riportano le specifiche costruttive inerenti alla durabilità del materiale calcestruzzo. Le classi di esposizione e le conseguenti limitazioni sulla composizione del calcestruzzo sono state ricavate ai sensi della normativa UNI EN 206-1.

Per quanto riguarda il **calcestruzzo della soletta**, la classe di esposizione è determinata dal fatto che la struttura è esposta ad umidità moderata e all'attacco da gelo-disgelo in presenza diretta di agenti disgelanti. Si considera quindi la classe XC4-XD1-XF4 con le relative limitazioni:

- rapporto acqua/cemento ≤ 0.45
- classe di resistenza $\geq \text{C32/40}$
- dosaggio cemento $\geq 360 \text{ kg/m}^3$
- contenuto di aria $\geq 3\%$
- aggregati conformi a UNI EN 12620 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo

Passando al **calcestruzzo delle travi**, si considera la classe XC4 con le relative limitazioni:

- rapporto acqua/cemento ≤ 0.50

- classe di resistenza \geq C32/40
- dosaggio cemento \geq 340 kg/m^3

Infine, per il **calcestruzzo delle sottostrutture e fondazioni**, si considera la classe XC2 con le relative limitazioni:

- rapporto acqua/cemento \leq 0.60
- classe di resistenza \geq C25/30
- dosaggio cemento \geq 300 kg/m^3

2.4 STRATIGRAFIA.

I calcoli delle fondazioni sono basati sui seguenti parametri geotecnici.

STRATO 1 - sino a 1 m sotto il p.c.

Terreno vegetale e materiali sciolti di scarsa consistenza.

STRATO 2 - sino a 5 m sotto il p.c.

Sabbia con rari ciottoli.

Angolo di attrito interno: 32°

Peso specifico: 19 kN/m³.

STRATO 3 - sino a 35 m sotto il p.c.

Sabbia limosa.

Angolo di attrito interno: 28°

Peso specifico: 19 kN/m³.

La falda si attesta a circa 2 m sotto il p.c.

3. CONSIDERAZIONI SULLE ANALISI E SULLE VERIFICHE.

Si riportano le informazioni in ottemperanza a quanto disposto dal capitolo 10 della vigente normativa tecnica (DM2008).

- *Tipo di analisi svolta*

Il calcolo viene eseguito in ambito statico lineare. Per quanto riguarda l'analisi sismica, si adottano le procedure di verifica per struttura in zona 4, applicando un sistema di forze pseudo-statiche, calcolate in modo semplificato. L'analisi strutturale viene eseguita con il metodo degli spostamenti, mentre le verifiche delle sezioni sono state effettuate secondo metodi della tecnica delle costruzioni, come indicato dettagliatamente nel seguito della presente relazione. Le combinazioni di carico sono indicate nel seguito: esse sono in numero tale da coprire tutte le possibili casistiche.

- *Origine, caratteristiche e affidabilità dei codici di calcolo*

Le analisi strutturali, ove non siano effettuate per via analitica, sono eseguite con un codice di calcolo sviluppato dal progettista in un linguaggio di programmazione OpenSource (linguaggio Octave). Tale codice di calcolo è basato sul metodo degli spostamenti e consente la soluzione dei problemi di telai piani in ambito statico.

- *Validazione dei codici*

I risultati del codice sono stati validati dal progettista con riferimento a vari casi di studio, la cui soluzione esatta si può reperire nella letteratura specialistica. Le verifiche delle sezioni sono state eseguite con fogli di lavoro oppure con il software di libera distribuzione VcaSLU (Prof. Gelfi), anch'essi opportunamente validati con calcoli manuali.

- *Modalità di presentazione dei risultati*

Le modalità di applicazione dei carichi sono descritte nella relazione con riferimento alle varie parti di struttura. Considerando la semplicità dello stato di carico la rappresentazione grafica appare superflua. I risultati sono presentati sottoforma di diagrammi delle componenti di azione interna oppure come tabelle dei valori di azioni interne nei punti più

significativi. In questo modo si può fare una valutazione immediata dello stato di sollecitazione nelle membrature strutturali.

- *Giudizio motivato di accettabilità dei risultati*

Per quanto riguarda la verifica dei risultati, sono stati effettuati confronti delle azioni interne con casi analoghi ma più semplici (travi semplicemente appoggiate o incastrate). Le reazioni vincolari sono state controllate in fase di progettazione. La rappresentazione delle configurazioni deformate, che sono state comunque esaminate in sede di progettazione per avere conferma della correttezza del calcolo, non forniscono informazioni utili alla verifica di sicurezza. Non si ritiene pertanto indispensabile il loro inserimento nella relazione.

4. ANALISI DEI CARICHI.

Si riportano in generale i carichi considerati agenti sulla struttura. Nel seguito, esaminando le diverse parti e considerando le fasi costruttive, si indicherà quali dei seguenti carichi si applicano al fine del calcolo delle azioni interne.

4.1 PESO PROPRIO.

Vengono considerati nei calcoli i seguenti contributi.

Si considera il peso proprio dei seguenti elementi strutturali:

- travi prefabbricate (20.27 kN/m per l'elemento centrale, 18.58 kN/m per gli elementi laterali)
- soletta (6.25 kN/m^2 in corrispondenza delle carreggiate, 10 kN/m^2 altrove)
- traversi (15.6 kN/m)

4.2 CARICHI PERMANENTI.

Si considerano i seguenti contributi.

- Pavimentazione

La pavimentazione ha spessore medio di 10 cm e peso specifico $\gamma_{mass} = 22 \text{ kN/m}^3$. Il peso per unità di superficie, che grava sulla soletta, è quindi:

$$q_{pavim} = 0.1 \text{ m} \cdot 22 \text{ kN/m}^3 = 2.2 \text{ kN/m}^2$$

- Cordoli prefabbricati

Basandosi sulla prevedibile geometria dei cordoli si ottiene la seguente stima del carico per unità di lunghezza:

$$q_{cord} = 1.3 \text{ kN/m}$$

- Barriera metallica (guard-rail e rete di protezione)

Basandosi sulla prevedibile geometria del guard-rail e della rete di protezione si ottiene la seguente stima del carico per unità di lunghezza:

$$q_{gr} = 1.5 \text{ kN/m}$$

4.3 DISTORSIONI APPLICATE.

Si considerano gli effetti primari e secondari di

- Ritiro (ε_2)

Considerando il calcestruzzo adottato per la soletta, in una situazione di umidità medio-alta, per spessore mai inferiore a 300mm, si ottiene la seguente quota di ritiro per essiccamento:

$$\varepsilon_{cd\infty} = 0.165 \cdot 10^{-3}$$

La parte di ritiro autogeno vale:

$$\varepsilon_{ca\infty} = 0.055 \cdot 10^{-3}$$

ottenendo quindi una contrazione finale:

$$\varepsilon_{r\infty} = 0.22 \cdot 10^{-3}$$

- Viscosità (ε_4)

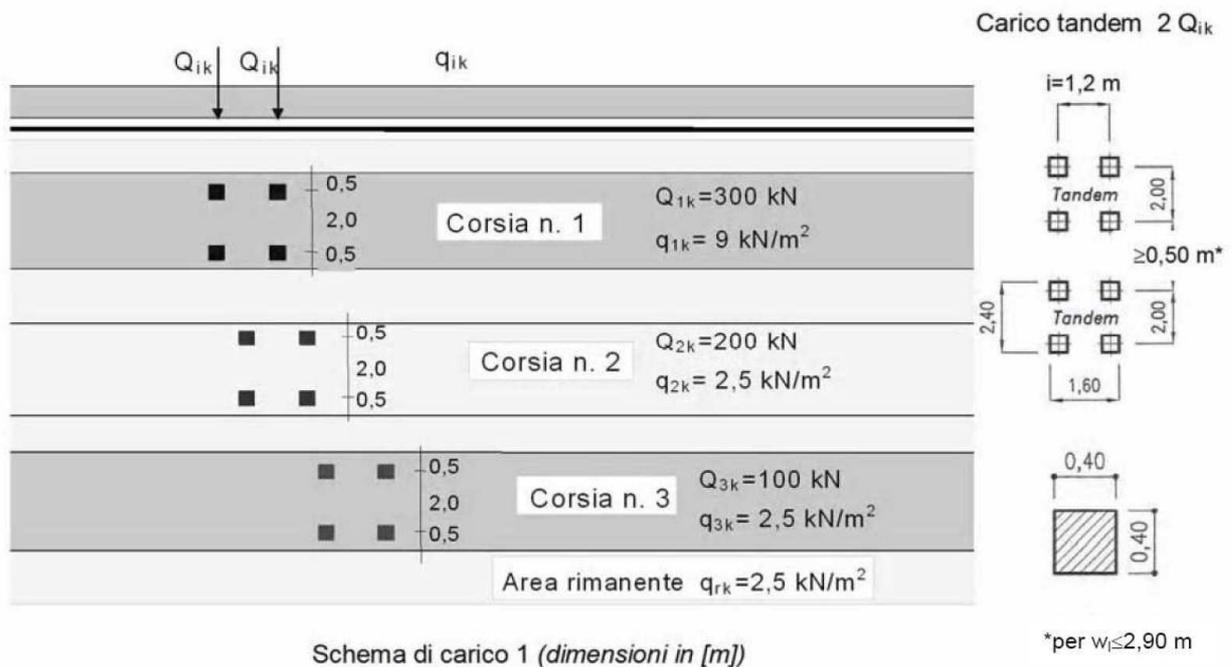
Considerando il calcestruzzo adottato per la soletta, in una situazione di umidità medio-alta, si ottiene il coefficiente finale di viscosità:

$$\phi_{\infty} = 2$$

4.4 CARICHI ACCIDENTALI:

- Carichi mobili q_1

Secondo la normativa, si considerano agenti colonne di carico con il seguente schema:



La disposizione delle colonne sarà differente a seconda del tipo di verifica da effettuare, come meglio specificato nel seguito.

La circolare esplicativa del DM2008 indica le modalità di applicazione dei carichi accidentali per i rilevati situati a tergo delle spalle da ponte. Tale procedura può essere applicata, per estensione, alla struttura in esame. Il carico verticale distribuito è dato dalla somma del carico di 9 kN/m^2 , che secondo la normativa deve essere distribuito su tutta la colonna, più il carico equivalente al mezzo da 600 kN . Questo valore equivalente si calcola partendo da una zona di applicazione del carico di forma rettangolare con lati 2.2 m e 3 m . L'area di distribuzione del carico si amplia secondo un angolo di diffusione di 30° . Ad ogni quota di affondamento corrisponde una differente area di diffusione ed un diverso carico distribuito. Il valore equivalente è dato dalla media del carico distribuito sull'altezza della parete. Per esempio, svolgendo i calcoli per un muro di 4.90 m , si può ottenere il valore di un carico uniforme equivalente di:

$$q_{acc \text{ sp}} = 38.32 \text{ kN/m}^2.$$

- Azione orizzontale di frenamento q_3

Il calcolo si esegue secondo la formula:

$$180 \text{ kN} \leq Q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.10q_{1k} \cdot w_{L} \leq 900 \text{ kN}$$

Il valore dell'azione dipende dunque dalla lunghezza della parte di ponte su cui è applicato il carico q_{1k} . Il valore finale sarà esplicitato in sede di verifica.

- Azione orizzontale dovuta al vento q_5

Si considera solo il vento trasversale rispetto al ponte. Il calcolo della pressione del vento è stato effettuato secondo la normativa, in vista delle caratteristiche oro-geografiche del sito.

CALCOLO PRESSIONE DEL VENTO

v0	25 m/s
qb	0.39063 kN/m ²
Altezza z	10 m
kr	0.19
z0	0.05 m
zmin	4 m
ce	2.35229
cp	1
cd	1.5
q	1.37829 kN/m ²

La pressione così calcolata si applica sull'altezza dell'impalcato metallico, più lo spessore della soletta più la superficie dei carichi transitanti sul ponte, assimilata ad una parete rettangolare continua di altezza 3m. L'azione del vento si scarica integralmente sulle travi collegate agli appoggi fissi.

- Azione sismica q_6

L'azione sismica è calcolata considerando lo spettro di risposta elastica per una struttura caratterizzata da vita utile uguale a 100 anni e coefficiente di utilizzo uguale a 2. Si considera lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita, secondo quanto indicato nella parte di normativa sismica relativa ai ponti, ottenendo quindi un tempo di ritorno di 1900 anni. Si considera un suolo di tipo D con caratterizzazione topografica T1. I corrispondenti parametri che consentono la definizione dello spettro sono:

Accelerazione massima - a_g/g	0.058
Fattore di amplificazione - F_0	2.814
Periodo tipico - T_c (s)	0.317
Amplificazione stratigrafica - S_s	1.800
Traslazione stratigrafica - C_c	2.200
Amplificazione topografica - S_t	1.000

- Resistenza passiva dei vincoli q_7

Considerando le caratteristiche tecnologiche dei dispositivi di appoggio più comunemente utilizzati, si assume che le resistenze passive siano uguali al 5% delle azioni verticali scaricate su ogni apparecchio di appoggio a seguito dell'applicazione dei soli carichi permanenti.

- Urto di un veicolo in svio q_8

Si considera una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN.

5. COMBINAZIONI DI CARICO

Nelle verifiche, secondo quanto prescritto dalla normativa sui ponti, si devono considerare le seguenti combinazioni dei carichi:

VERIFICHE AGLI SLU

Carichi	Peso Proprio	Perm. Impal.	Perm. terra	Ritiro	Accid.	Fren.	Centr.	Vento	Sisma	Res. pass.	Urto	Temp.
EQU 1	1.1	1.5	1.5	1.2	1.35	0	0	0.9	0	1.5	1.5	0.72
EQU 2	1.1	1.5	1.5	1.2	1.0125	1.35	0	0.9	0	1.5	1.5	0.72
EQU 3	1.1	1.5	1.5	1.2	1.0125	0	1.35	0.9	0	1.5	1.5	0.72
STR 1	1.35	1.5	1.5	1.2	1.35	0	0	0.9	0	1.5	1.5	0.72
STR 2	1.35	1.5	1.5	1.2	1.0125	1.35	0	0.9	0	1.5	1.5	0.72
STR 3	1.35	1.5	1.5	1.2	1.0125	0	1.35	0.9	0	1.5	1.5	0.72
SISMA	1	1	1	1	0	0	0	0	1	1	0	0.6

VERIFICHE AGLI SLE

Carichi	Peso Proprio	Perm. Impal.	Perm. terra	Ritiro	Accid.	Fren.	Centr.	Vento	Sisma	Res. pass.	Urto	Temp.
RARA 1	1	1	1	1	1	0	0	0.6	0	1	1	0.6
RARA 2	1	1	1	1	0.75	1	0	0.6	0	1	1	0.6
RARA 3	1	1	1	1	0.75	0	1	0.6	0	1	1	0.6
FREQ 1	1	1	1	1	0.75	0	0	0	0	1	0.75	0.5
FREQ 2	1	1	1	1	0.75	0.75	0	0	0	1	0.75	0.5
FREQ 3	1	1	1	1	0.75	0	0.75	0	0	1	0.75	0.5
Q.PERM	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0.5

Nota: nelle combinazioni EQU3, STR3, RARA3, FREQ3 il carico accidentale non è applicato sul ponte ma sul rilevato a tergo delle spalle.

I valori delle azioni interne, calcolate con il modello strutturale indicato in precedenza e combinate secondo la tabella qui riportata, sono stati impiegati per eseguire le verifiche descritte nei prossimi paragrafi.

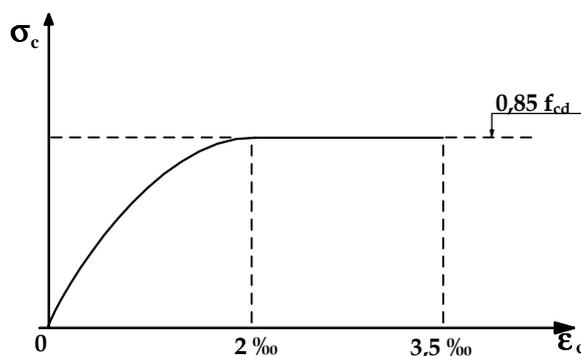
6. MODALITÀ DI VERIFICA.

6.1 ELEMENTI IN C.A. – VERIFICHE A PRESSO-FLESSIONE SLU.

Il calcolo dei diagrammi di interazione azione assiale (N) - momento flettente (M) è effettuato rispettando le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- deformazione massima del calcestruzzo compresso pari a -0.0035 nel caso di flessione semplice e composta con asse neutro reale, e variabile dal valore predetto a -0.002 quando l'asse neutro, esterno alla sezione, tende all'infinito;
- deformazione massima dell'armatura tesa $+0.01$.

Per quanto riguarda il diagramma tensioni-deformazioni del calcestruzzo, si adotta il diagramma parabola rettangolo, rappresentato in figura, definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, avente asse parallelo a quello delle tensioni, e da un segmento di retta parallelo all'asse delle deformazioni tangente alla parabola nel punto di sommità. Il vertice della parabola ha ascissa -0.002 , l'estremità del segmento ha ascissa uguale a -0.0035 . L'ordinata massima del diagramma è pari a $0.85 f_{cd}$.



Il valore di resistenza di progetto f_{cd} si ricava applicando il coefficiente riduttivo di sicurezza 1.5 alla resistenza caratteristica cilindrica.

Il diagramma di calcolo dell'acciaio ordinario si deduce dal diagramma caratteristico (assunto elastico-perfettamente plastico) effettuando un'affinità parallelamente alla tangente all'origine nel rapporto 1/1.15.

Le verifiche sono effettuate per via grafica, disegnando in ogni sezione la curva di interazione N-M e rappresentando su tale piano i valori di azione assiale e momento flettente risultanti dall'analisi strutturale in tutti gli elementi finiti inclusi nelle zone di verifica. Poiché tali punti risultano sempre interni alla curva di interazione, la verifica allo stato limite ultimo per presso-flessione è superata.

6.2 VERIFICHE A TAGLIO SLU.

6.2.1 Sezioni prive di armatura trasversale.

Nel caso in cui gli elementi siano sprovvisti di armature trasversali, il taglio ultimo si calcola con la seguente formula, con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente:

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / 1.5 + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02);

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione(in mm).

6.2.2 Sezioni con armatura trasversale.

Nell'effettuare le verifiche a taglio si considera che le staffe contribuiscano al meccanismo resistente. Il valore del taglio ultimo è il minore tra quello relativo alla crisi delle diagonali compresse in calcestruzzo e quello riferito al collasso delle staffe. Il primo valore si ricava con la seguente formula:

$$V_{Rcd} = 0.90 b_w \cdot d \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

in cui compare la resistenza di progetto ridotta del calcestruzzo $f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$. Il coefficiente maggiorativo α_c si ottiene come segue:

$\alpha_c = 1$ per membrature non compresse;

$\alpha_c = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} / f_{cd} \leq 0.25$

$\alpha_c = 1.25$ per $0.25 \leq \sigma_{cp} / f_{cd} \leq 0.5$

Per quanto riguarda il collasso delle staffe, il taglio di calcolo deve risultare inferiore od al limite uguale al seguente valore:

$$V_{Rsd} = 0.90 (A_{sw}/s) \cdot d \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{ sen}\alpha$$

In tale espressione A_{sw} è l'area delle staffe poste all'interasse s .

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$);

α è l'inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave

θ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo, presa in modo che risulti $\text{ctg}\theta = 2$.

Le verifiche sono riassunte in tabelle.

6.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE.

L'apertura caratteristica delle fessure è stata calcolata con la seguente formula:

$$w_m = 1.7 \varepsilon_{sm} s_{rm}$$

La deformazione media dell'acciaio è stata calcolata nell'ipotesi di effetto irrigidente del calcestruzzo con andamento iperbolico.

L'ampiezza media delle fessure si può mettere in relazione al diametro medio delle barre in zona tesa e all'armatura percentuale presente nella cosiddetta "area efficace".

Le verifiche sono riassunte in tabelle.

6.4 STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO.

In accordo con quanto previsto dalla normativa, il calcolo delle tensioni è stato eseguito tenendo conto dell'effetto della precompressione e adottando un coefficiente di omogeneizzazione dipendente dai valori dei moduli di Young per i diversi materiali e dal coefficiente di viscosità (per carichi di lungo periodo). Le verifiche sono riassunte in tabelle.

7. STATICA LOCALE.

In questo paragrafo si descrive il procedimento seguito per dimensionare la soletta. In primo luogo si individuano due fasi costruttive. La Fase 1 consiste nel getto del calcestruzzo fresco sulle predalles prefabbricate, che fungono da cassero perso. Le predalles hanno la funzione di sostenere il peso del calcestruzzo fluido, oltre al proprio peso. A maturazione completata (Fase 2) la soletta acquista ruolo strutturale e deve essere in grado di sopportare tutti i carichi, inclusi il peso proprio e quello delle predalles. Le operazioni effettuate nel seguito faranno sempre riferimento ad una porzione di soletta profonda un metro.

7.1 FASE 1 – CAMPI A SBALZO.

7.1.1 *Analisi dei carichi.*

E' agente solo il peso proprio. Si considera l'estremo più caricato in fase costruttiva, cioè quello su cui grava interamente il marciapiede ringrossato. In corrispondenza di tale zona lo spessore è 40 cm, per cui il carico è:

$$q_{pp}^1 = 0.4 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 10 \text{ kN/m/m}$$

7.1.2 *Dimensionamento.*

Poiché l'applicazione dei carichi uniformi implica una deformazione di tipo "trave" delle predalles, le sollecitazioni sono state calcolate con riferimento ad un modello di trave a sbalzo di luce 1.52m. Le azioni interne sono localizzate all'attacco dello sbalzo e valgono:

$$M = -11.6 \text{ kNm/m}$$

$$V = 15.2 \text{ kN/m}$$

Le verifiche nei due correnti sono state eseguite ottemperando alle direttive di normativa per quanto riguarda la verifica delle aste compresse con il metodo dei coefficienti ω . Le verifiche sono soddisfatte assumendo:

- Altezza della predalle 15 cm (distanza tra corrente teso e compresso)
- Altezza del fondello in c.a. 5cm
- Corrente superiore (teso) costituito da 3 Ø 16 al metro
- Corrente inferiore (compressa) 6 Ø 14 al metro

- Tralicciatura inclinata 5 Ø 10 al metro.

Si ottiene infatti che l'azione massima nei correnti vale:

$$\sigma = \frac{M}{h \cdot A_{corr}} = 128 \text{MPa}$$

7.2 FASE 1 – CAMPI INTERNI.

7.2.1 Analisi dei carichi.

E' agente solo il peso proprio. Lo spessore è 25 cm, quindi si trova:

$$q_{pp} = 0.25 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 6.25 \text{ kN/m/m}$$

7.2.2 Dimensionamento.

Poiché l'applicazione dei carichi uniformi implica una deformazione di tipo cilindrico delle predalles, le sollecitazioni sono state calcolate con riferimento ad un modello di trave semplicemente appoggiata di luce 1.25 m. Le azioni interne sono localizzate in mezzeria e valgono:

$$M = 1.22 \text{ kNm/m}$$

$$V = 3.9 \text{ kN/m}$$

Le verifiche nei due correnti sono state eseguite ottemperando alle direttive di normativa per quanto riguarda la verifica delle aste compresse con il metodo dei coefficienti ω . Le verifiche sono soddisfatte assumendo:

- Altezza della predalle 15 cm (distanza tra corrente teso e compresso)
- Altezza del fondello in c.a. 5cm
- Corrente superiore (teso) costituito da 3 Ø 10 al metro
- Corrente inferiore (compressa) 6 Ø 8 al metro
- Tralicciatura inclinata 5 Ø 10 al metro.

Si ottiene infatti che l'azione massima nei correnti vale:

$$\sigma = \frac{M}{h \cdot A_{corr}} = 44 \text{MPa}$$

7.3 FASE 2.

In questa fase si considera lo sbalzo con marciapiede ridotto (larghezza da 75cm) in modo da includere nel calcolo anche l'effetto dell'impronta del carico accidentale.

7.3.1 *Analisi dei carichi.*

Peso proprio

Identico al caso della Fase 1.

Carichi permanenti

Nella mezzera del marciapiede è situata una barriera di protezione il cui peso lineare può assumersi pari a 1.5kN/m ; bisogna inoltre considerare la presenza del cordolo, il cui peso lineare è 1.3kN/m , situato in corrispondenza dell'estremità dello sbalzo. Questi carichi sono applicati come pressioni superficiali a seguito di diffusione trasversale sulla larghezza del marciapiede (0.75 m). La pavimentazione, che fornisce una pressione superficiale uguale a 2.2kN/m^2 , si trova solo nella zona non occupata dal marciapiede.

Carichi accidentali

Si considerano le impronte dello schema di carico 2 riportato nella normativa in Figura 5.1.2, che risultano essere le più gravose per le verifiche locali. Si tratta infatti di impronte di carico di entità 200 kN ognuna, disposte nelle posizioni tali da indurre le massime sollecitazioni sullo sbalzo, in campata e sugli appoggi. E' consentito considerare la diffusione verticale del carico a 45° all'interno della pavimentazione stradale e della soletta. Le verifiche sono eseguite con riferimento ad un modello di trave; i carichi accidentali, per loro natura, inducono in realtà sollecitazioni tipo piastra. Per questo motivo, si sono effettuate analisi preliminari con modelli di piastra per valutare la larghezza collaborante delle travi. Sulla base di questo valore si sono calcolati i carichi equivalenti da applicare al modello di trave.

Si considera inoltre il carico orizzontale q_8 conseguente all'urto di un veicolo in svio contro la barriera. Tale carico è uguale a 100kN ed è applicato a 1.25m dal piano viario, su una lunghezza di 1m. Anche in questo caso le analisi preliminari con modello a piastra hanno consentito di valutare la larghezza di impalcato collaborante.

Si riassumono in tabella i carichi considerati nelle analisi.

PESO SOLETTA

Altezza carreggiata (m)

0.25

PROGETTO DEFINITIVO

<i>Altezza marciapiedi (m)</i>	0.4
PESO SULLA CARREGGIATA (kN/m)	6.25
PESO SUI MARCIAPIEDI (kN/m)	10

CARICHI PERMANENTI

<i>Spessore pavimentazione (m)</i>	0.1
PESO MASSICCIATA (kN/m)	2.2
PESO GUARD RAIL (x4) (kN)	1.5
PESO CORDOLI (x2) (kN)	1.3

CARICHI ACCIDENTALI

<i>Larghezza marciapiede all'estremo caricato (m)</i>	0.75
Dimensione trasversale impronta (m)	1.05
Dimensione longitudinale impronta (m)	0.8
Larghezza di impalcato collaborante	0.80
Carico concentrato (kN)	200
CARICO DISTRIBUITO EQUIVALENTE (kN/m)	238.10

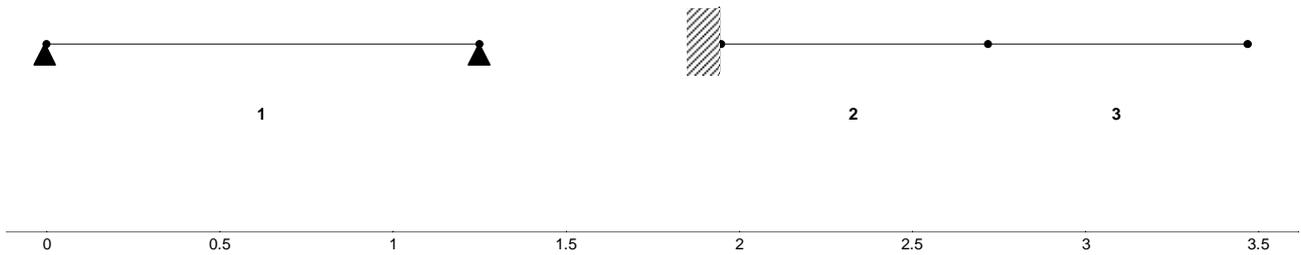
URTO VEICOLO IN SVIO

<i>Forza concentrata (kN)</i>	100
<i>Altezza dall'asse soletta (m)</i>	1.25
<i>Lunghezza di azione (m)</i>	1
Larghezza di impalcato collaborante	2.8
MOMENTO CONCENTRATO EQUIVALENTE (kNm)	44.6429
FORZA CONCENTRATA EQUIVALENTE (kNm)	35.7143

7.3.2 Modello di calcolo.

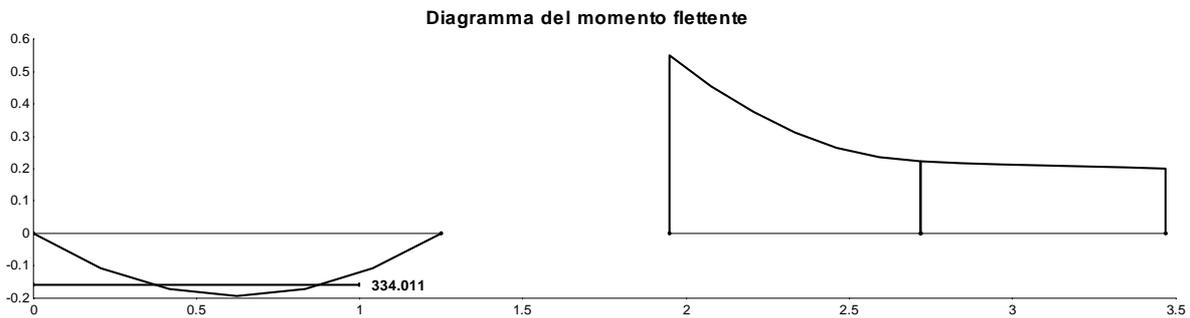
I campi di soletta sono modellati come travi indipendenti: si considera una trave semplicemente appoggiata in corrispondenza dei campi interni ed una trave a sbalzo all'estremità. L'analisi strutturale è condotta in campo elastico, seguendo quanto prescritto dalla normativa. La struttura è risolta adottando il metodo degli spostamenti, che consente di ottenere la soluzione esatta di telai più volte iperstatici.

La seguente figura contiene il modello di calcolo per la struttura, evidenziando la posizione dei vincoli e la numerazione degli elementi di trave (a cui si farà riferimento nelle verifiche).

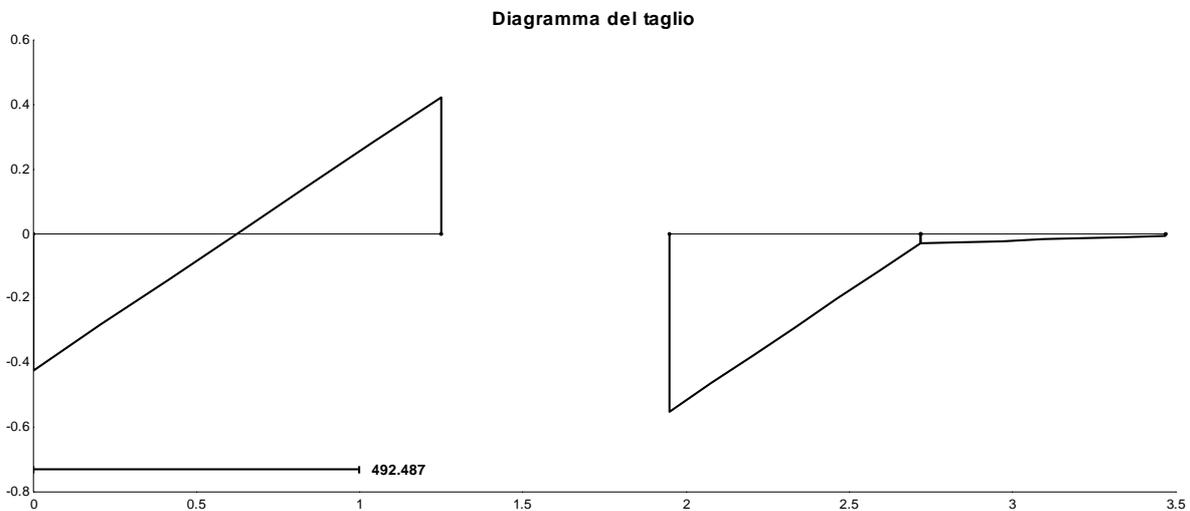


Si riportano i risultati sotto forma di diagrammi di involuppo delle azioni interne, riferendosi per brevità solo al caso delle combinazioni per le verifiche agli SLU. La combinazione appartiene alla classe STR1 Le unità di misura sono: kN per azione assiale e taglio, kNm per momento flettente.

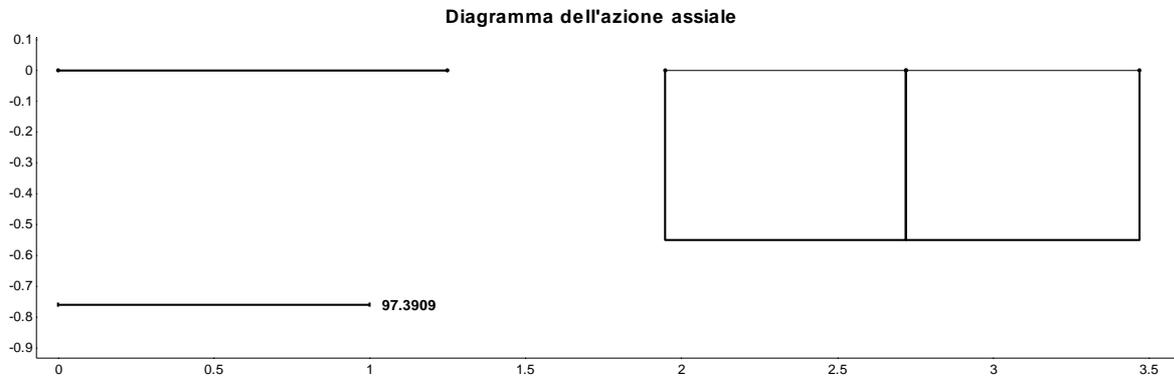
Momento flettente



Taglio



Azione assiale



7.3.3 Dimensionamento.

Le sollecitazioni calcolate possono essere sopportate entro i limiti delle tensioni ammissibili assumendo un'armatura disposta come segue:

- Armatura principale – sbalzo:

Armatura superiore: 5 Ø 26 al metro (copriferro 3.5 cm)

Armatura inferiore: 5 Ø 20 al metro (copriferro 7 cm)

- Armatura principale – altrove:

Armatura superiore: 5 Ø 20 al metro (copriferro 3.5 cm)

Armatura inferiore: 5 Ø 20 al metro (copriferro 7 cm)

Non si considerano staffe.

7.3.4 Verifiche agli SLU

Si riportano di seguito le relative verifiche statiche.

Diagramma di interazione M-N - elset Sbalzo

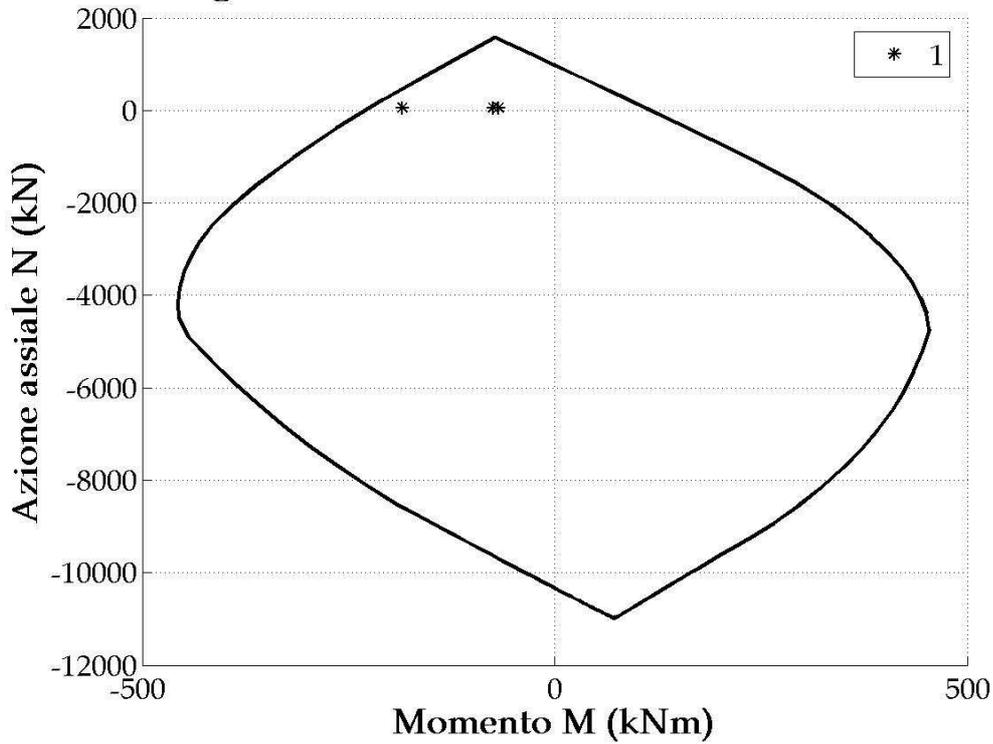
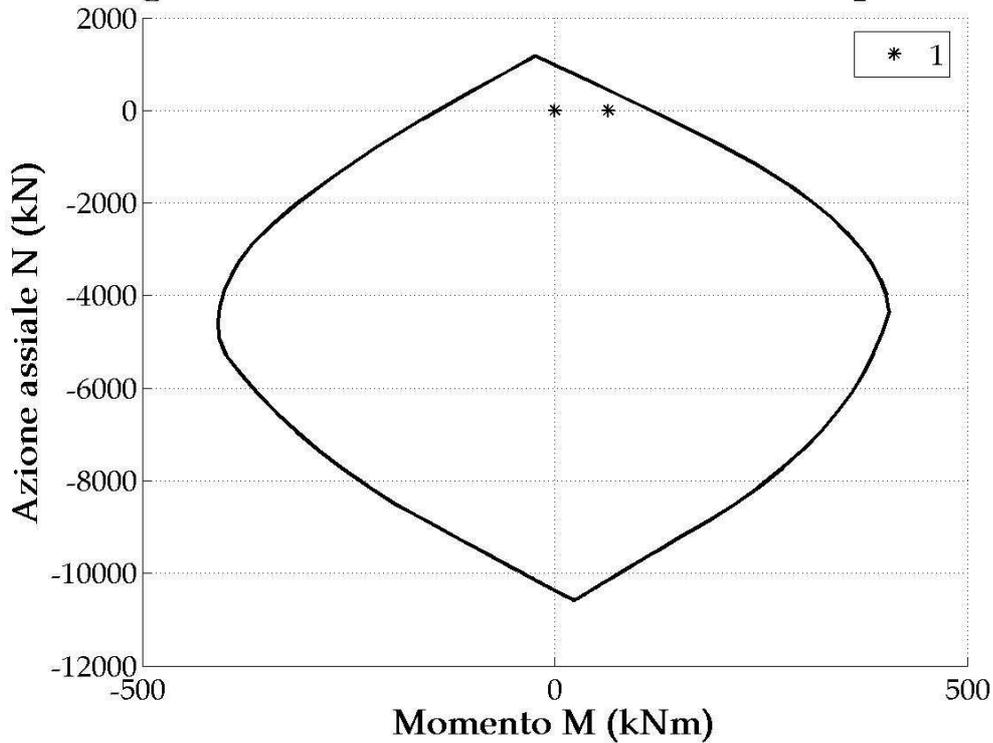


Diagramma di interazione M-N - elset CampoInterno



D a t i d e l l e v e r i f i c h e

Verifica a taglio - elset Sbalzo

Elemento n.		2	Taglio di progetto	Taglio ultimo	Verifica
Estremo n.	1 Comb.	1	270.87	279.83	OK
Estremo n.	2 Comb.	1	14.33	279.83	OK
Elemento n.		3	Taglio di progetto	Taglio ultimo	Verifica
Estremo n.	1 Comb.	1	14.32	279.83	OK
Estremo n.	2 Comb.	1	4.20	279.83	OK

Verifica a taglio - elset CampoInterno

Elemento n.		1	Taglio di progetto	Taglio ultimo	Verifica
Estremo n.	1 Comb.	1	208.23	241.89	OK
Estremo n.	2 Comb.	1	-208.23	241.89	OK

7.3.5 Verifiche agli SLE

Si riportano di seguito le relative verifiche statiche.

D a t i d e l l e v e r i f i c h e

Verifica alla fessurazione in ambiente molto aggressivo - elset Sbalzo

NON SI APRONO FESSURE

Verifica alla fessurazione in ambiente molto aggressivo - elset
CampoInterno

NON SI APRONO FESSURE

PROGETTO DEFINITIVO

D a t i d e l l e v e r i f i c h e

Verifica alle tensioni in ambiente molto aggressivo - elset Sbalzo

Elemento n. 2		M	N	Tens. cls		Tens. acc.		Fat.	Ver.
				effett.	limite	effett.	limite		
Combinazione F1 (rara)									
Estremo	1	-130.57	35.71	-6.85	-19.92	231.97	344.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	1	-15.35	0.00	-0.81	-14.94	26.63	344.00	1.00	OK
Combinazione F1 (rara)									
Estremo	2	-49.55	35.71	-2.55	-19.92	91.45	344.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	2	-4.91	0.00	-0.26	-14.94	8.52	344.00	1.00	OK

Elemento n. 3		M	N	Tens. cls		Tens. acc.		Fat.	Ver.
				effett.	limite	effett.	limite		
Combinazione F1 (rara)									
Estremo	1	-49.55	35.71	-2.55	-19.92	91.45	344.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	1	-4.91	0.00	-0.26	-14.94	8.52	344.00	1.00	OK
Combinazione F1 (rara)									
Estremo	2	-44.64	35.71	-2.29	-19.92	82.93	344.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	2	0.00	0.00	-0.00	-14.94	0.00	344.00	1.00	OK

Verifica alle tensioni in ambiente molto aggressivo - elset CampoInterno

Elemento n. 1		M	N	Tens. cls		Tens. acc.		Fat.	Ver.
				effett.	limite	effett.	limite		
Combinazione F1 (rara)									
Estremo	1	-0.00	0.00	-0.00	-19.92	0.00	344.00	1.00	OK
Combinazione F1 (rara)									
Estremo	2	-0.00	0.00	-0.00	-19.92	0.00	344.00	1.00	OK
Combinazione F1 (rara)									
Ascissa 0.63		48.15	0.00	-3.50	-19.92	159.97	344.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi perm.)									
Ascissa 0.62		1.65	0.00	-0.12	-14.94	5.48	344.00	1.00	OK

8. STATICA GLOBALE.

8.1 RIEPILOGO FASI COSTRUTTIVE.

Ai fini del calcolo delle caratteristiche geometriche delle travi, dell'analisi delle sollecitazioni e, infine, delle verifiche sezionali, bisogna considerare con attenzione le situazioni transitorie che si prevede la struttura debba sopportare nel processo costruttivo.

Le fasi si succedono nella seguente maniera:

- Fase 1 – Posa in opera delle travi in calcestruzzo armato precompresso.

In questa fase si considerano le travi soggette al peso proprio e alla precompressione. La sezione reagente è costituita dalla sola trave con trefoli di acciaio omogeneizzati. I carichi agenti si possono quindi riassumere come segue:

Peso proprio.

Presollecitazione.

La trave è presollecitata con trefoli pre-tesi. Ogni trefolo viene teso ad una tensione iniziale che vale:

$$\sigma_{spi} = 1350 \text{ MPa}$$

I carichi equivalenti alla presollecitazione si possono ricavare con semplicità essendo note le caratteristiche geometriche della trave e la posizione dei trefoli.

- Fase 2 – Sconto prima parte delle perdite lente.

Lo schema statico è ancora quello di trave singola appoggiata e la sezione reagente comprende la sola trave in calcestruzzo precompresso con trefoli omogeneizzati. In questa fase si sconta il 50% delle perdite lente, che si possono riassumere come segue:

Perdite lente – cavi pretesi.

La tensione nell'acciaio di presollecitazione diminuisce nel tempo per motivi legati al ritiro del calcestruzzo, allo scorrimento viscoso di quest'ultimo ed al rilassamento dell'acciaio. La Normativa consente di valutare le diverse componenti anche in assenza di dati sperimentali precisi sui materiali.

La deformazione per ritiro nel calcestruzzo è uguale a 0.00022, per cui la perdita nell'acciaio per ritiro è:

$$\Delta\sigma_{ss} = E_s \varepsilon_{cs} = 43.12 \text{ MPa}$$

La deformazione a lungo termine per viscosità è invece uguale alla deformazione elastica (in corrispondenza del singolo cavo) nel calcestruzzo per i carichi permanenti, moltiplicata per il coefficiente $\phi_{\infty} = 2$. Questo tipo di perdita è quindi

$$\Delta\sigma_{sf} = 2.5 \cdot E_s \left(\frac{\sigma_c}{E_c} \right)$$

e va calcolata diversamente per ogni cavo e ogni sezione, con un processo iterativo che porta infine alla coincidenza tra il valore assunto inizialmente e il valore effettivo della tensione nel calcestruzzo sotto carichi permanenti.

Nel complesso le perdite legate alla deformazione nel tempo del calcestruzzo sono:

$$\Delta\sigma_{ssf} = \Delta\sigma_{ss} + \Delta\sigma_{sf}$$

La perdita per rilassamento vale:

$$\Delta\sigma_{r\infty} = 82.8 \text{ MPa}$$

Per tenere in conto l'interazione tra rilassamento e deformazioni del calcestruzzo è possibile applicare la seguente formula:

$$\Delta\sigma'_{r\infty} = \Delta\sigma_{r\infty} \left(1 - \frac{2.5 \Delta\sigma_{ssf}}{\sigma_{spi}} \right)$$

- Fase 3 – Posa in opera della soletta.

In questa fase si effettua il getto della soletta e dei traversi in calcestruzzo. I carichi agenti sono dovuti alla soletta. La sezione reagente è ancora rappresentata dalla sola trave.

- Fase 4 – Posa in opera finiture e sconto perdite residue.

I carichi agenti sono dovuti alla pavimentazione e ai manufatti di finitura; in questa fase la soletta è da considerarsi collaborante con le travi; dal momento che si tratta di carichi di lunga durata, per tenere in conto l'effetto della viscosità nella redistribuzione tensionale, si considera un coefficiente di omogeneizzazione $n = 21$, coerentemente con quanto prescritto nella normativa e con il valore del coefficiente finale di viscosità.

- Fase 5 – Intervento dei carichi accidentali e delle variazioni termiche.

Trattandosi di carichi per loro natura di breve durata, si considera una sezione reagente costituita dalle travi con la soletta omogeneizzata, considerando un coefficiente di omogeneizzazione $n = 7$.

8.2 MODELLI DI CALCOLO

Le travi hanno andamento rettilineo e luce di calcolo uguale a 30m.

Nelle verifiche si fa riferimento esclusivamente alla trave di bordo, che risulta essere la più sollecitata dai carichi accidentali.

Nelle Fasi 1, 2 e 3 si considera la singola trave isolata, con schema di trave su quattro appoggi. Nelle fasi successive, il getto della soletta e dei traversi consente di considerare l'impalcato come una piastra nervata.

L'analisi strutturale è condotta in campo elastico, seguendo quanto prescritto dalla normativa.

8.3 MODALITÀ DI APPLICAZIONE DEI CARICHI.

Peso proprio travi

Il valore del carico, già riportato in precedenza, è:

$$q_{tr} = 18.58 \text{ kN/m}$$

Peso della soletta

Il peso della soletta, considerando il ringrosso sullo sbalzo, viene applicato considerando una distribuzione uniforme sulle travi. Si trova:

$$q_{sol} = 22.03 \text{ kN/m}$$

Carichi permanenti

Si considera la somma di tutti i carichi permanenti, dividendo poi equamente il risultato fra le quattro travi:

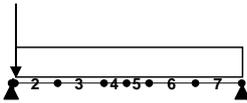
$$g_2 = 8.06 \text{ kN/m}$$

Carichi accidentali

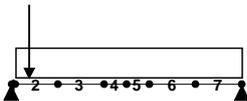
Si considerano agenti le colonne di carico così come definite nella Normativa

La disposizione longitudinale del carico sarà differente a seconda della sezione in cui si effettua la verifica:

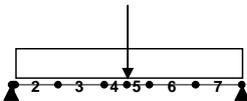
Disp. 1 - Verifica a taglio sull'appoggio:



Disp. 2 - Verifica a taglio e flessione a filo rastremazione:



Disp. 3 - Verifica a momento in campata:



Le azioni sulla trave di bordo per i soli carichi accidentali sono state calcolate applicando il metodo del Massonet. E' bene notare che in questo modo si ottiene un risultato approssimato a causa dell'inclinazione dell'impalcato. Il grado di approssimazione si può tuttavia ritenere accettabile, considerati l'entità dell'angolo di sghembo ed il fatto che si tratta di un progetto definitivo.

I parametri inerziali utilizzati nel calcolo sono i seguenti (ci si riferisce a travi e traversi in situazione definitiva, cioè con soletta collaborante):

rigidezza flessionale media delle travi: $I_p = 0.3936 \text{ m}^4$

rigidezza torsionale media delle travi: $J_p = 0.2584 \text{ m}^4$

interasse tra le travi: $i_p = 2.5 \text{ m}$

rigidezza flessionale dei traversi: $I_e = 0.2867 \text{ m}^4$

rigidezza torsionale dei traversi: $J_e = 0.06875 \text{ m}^4$

interasse tra i traversi: $i_e = 10 \text{ m}$

I parametri di rigidezza dell'impalcato sono:

$$\rho_p = \frac{E_c I_p}{i_p} = 6159840 \text{ kNm}$$

$$\gamma_p = \frac{G_c J_p}{i_p} = 1617584 \text{ kNm}$$

$$\rho_e = \frac{E_c I_e}{i_e} = 1121714 \text{ kNm}$$

$$\gamma_e = \frac{G_c J_e}{i_e} = 107594 \text{ kNm}$$

Si ricavano quindi i seguenti parametri di distribuzione trasversale:

parametro di torsione (alfa): 0.344

parametro di irrigidimento (theta): 0.262

Il calcolo secondo Massonet fornisce i seguenti risultati. Si calcolano momenti e tagli in mezzeria, a filo rastremazione (cioè a 1.5m di distanza dall'appoggio) e sull'appoggio.

ALFA 0.343748

Kalfa	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.977311	0.989628	1.001514	1.011279	1.015575	1.011279	1.001514	0.989628	0.977311
b/4	0.63234	0.727172	0.822566	0.917857	1.011279	1.099856	1.180696	1.256905	1.331696
b/2	0.294764	0.469333	0.645063	0.822566	1.001514	1.180696	1.357044	1.527847	1.6960048
3b/4	-0.03767	0.214914	0.469333	0.727172	0.989628	1.256905	1.527847	1.799737	2.0693852
b	-0.36764	-0.03767	0.294764	0.63234	0.977311	1.331696	1.696005	2.069385	2.4485341

TRAVE DI BORDO 1

e	3.75 e/b	0.75							
Kalfa	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0.75b	-0.03767	0.214914	0.469333	0.727172	0.989628	1.256905	1.527847	1.799737	2.0693852
			COL3		COL2		COL1		
		e/b	-0.45		0.15		0.75		
	Kalfa		0.5209		1.14999		1.79974		

DISPOSIZIONE 1	Momento in mezzeria (kNm)	4698.915
	Taglio sull'appoggio (kN)	633.372
	Momento a filo rastremazione (kNm)	772.683

Taglio a filo rastremazione (kN) 391.821

8.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE.

8.4.1 Dimensionamento delle travi.

Sulla base delle azioni interne calcolate a seguito dell'applicazione dei succitati carichi, si è pervenuto al seguente dimensionamento:

Sezione di mezzeria

Sezione con cavi (n=6) e armatura convenzionale (n=15)

Elemento	Diam.	A (cm ²)	Y (cm)	S (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	d [*] _g (cm)	A*(d [*] _g) ²	I _{tot} (cm ⁴)
Sez. cls		7430.00	59.90	445057.00	14590000	4.27	135716.69	14725716.69
Cavo 1	38 φ 0.6"	400.32	4.00	1601.28	0.00	-51.63	1066955.43	1066955.43
Cavo 2	14 φ 0.6"	100.08	8.00	800.64	0.00	-47.63	227006.20	227006.20
Cavo 3	2 φ 0.6"	50.04	120.00	6004.80	0.00	64.37	207365.57	207365.57
Cavo 4	0 φ 0.6"	0.00	96.00	0.00	0.00	40.37	0.00	0.00
Arm. conv.	4 φ 20	188.50	5.00	942.48	0.00	-50.63	483114.90	483114.90
		8168.94		454406.20				16710158.79
	Y [*] _g	55.63						

Sezione con soletta collaborante (n_{sol}=0.92)

Elemento	A (cm ²)	Y (cm)	S (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	d [*] _g (cm)	A*(d [*] _g) ²	I _{tot} (cm ⁴)
Trave	8168.94	55.63	454406.20	16710158.79	-36.80	11063750.51	27773909.30
Soletta	6670.00	137.50	917125.00	224262.14	45.07	13550084.71	13774346.85
	14838.94		1371531.20				41548256.15
	Y [*] _g	92.43					

Sezione di filo rastremazione

Sezione con cavi (n=6) e armatura convenzionale (n=15)

Elemento	Diam.	A (cm ²)	Y (cm)	S (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	d [*] _g (cm)	A*(d [*] _g) ²	I _{tot} (cm ⁴)
Sez. cls		7430.00	59.90	445057.00	14590000	3.42	86729.47	14676729.47
Cavo 1	38 φ 0.6"	266.88	4.00	1067.52	0.00	-52.48	735124.04	735124.04
Cavo 2	14 φ 0.6"	100.08	8.00	800.64	0.00	-48.48	235252.45	235252.45
Cavo 3	2 φ 0.6"	50.04	120.00	6004.80	0.00	63.52	201879.04	201879.04
Cavo 4	0 φ 0.6"	0.00	96.00	0.00	0.00	39.52	0.00	0.00
Arm. conv.	4 φ 20	188.50	5.00	942.48	0.00	-51.48	499615.90	499615.90
		8035.50		453872.44				16348600.91

$$Y_g^* = 56.48$$

Sezione con soletta collaborante ($n_{sol}=0.92$)

Elemento	A (cm ²)	Y (cm)	S (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	d _g [*] (cm)	A*(d _g [*]) ²	I _{tot} (cm ⁴)
Trave	8035.50	56.48	453872.44	16348600.91	-36.75	10850571.02	27199171.93
Soletta	6670.00	137.50	917125.00	224262.14	44.27	13071921.32	13296183.46
	14705.50		1370997.44				40495355.39

$$Y_g^* = 93.23$$

8.4.2 Verifiche SLU.

Sezione di mezzeria

Il momento di calcolo, secondo la combinazione STR1, vale:

$$M_c = 13871.305 \text{ kNm}$$

Nel calcolo del momento ultimo si effettua una semplificazione geometrica introducendo una sezione equivalente costituita da soli rettangoli. La deformazione limite dell'acciaio preteso è uguale all'1% più la deformazione dei cavi al limite di decompressione. Si ottiene quindi quanto riportato in figura.

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	289	25
2	159	14
3	28	99
4	180	14

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8.34	30
2	16.68	137
3	66.72	141

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Sd} **kN**
M_{xSd} **kNm**
M_{ySd} **kNm**

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

Trefolo2		C45/55	
ϵ_{su}	15.68 ‰	ϵ_{cu}	3.5 ‰
f_{yd}	1 452 N/mm²	f_{cd}	28.13
E_s	196 000 N/mm²	α	0.85
E_s/E_c	6	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	7.408 ‰	$\sigma_{c,adm}$	16
$\sigma_{s,adm}$	0 N/mm²	τ_{co}	0.9333
		τ_{c1}	2.543

M_{xRd} **kN m**

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.

L₀ cm
 Precompresso
 Predeformazione acciaio ‰

La verifica è soddisfatta poiché il momento ultimo supera il valore di calcolo.

Sezione sull'appoggio

Il taglio di calcolo, secondo la combinazione STR1, vale:

$$T_c = 1907.13 \text{ kNm}$$

Si può verificare che il taglio ultimo, calcolato nella seguente tabella, è maggiore del taglio di calcolo.

Caratteristiche della sezione

Resistenza di progetto del calcestruzzo	f_c	(MPa)	30.43
Altezza utile della sezione	d	(cm)	112.5
Larghezza dell'anima	b_w	(cm)	135

PROGETTO DEFINITIVO

Tensione di progetto dell'acciaio (staffe)	f_{ywd}	(MPa)	382.61
Area totale delle staffe	A_{sw}	(cm ²)	1.57
Passo delle staffe	s	(cm)	10
Coefficiente di ingranamento	δ	()	1

Calcolo azioni ultime

Taglio ultimo per crisi diagonali compresse	V_{sdu1}	(kN)	13866.19
Resistenza dell'armatura d'anima (staffe)		(kN)	608.51
Resistenza del calcestruzzo		(kN)	1950.24
Taglio ultimo per crisi traliccio	V_{sdu2}	(kN)	2558.75

8.4.3 Verifiche agli SLE.

In queste verifiche si considerano le combinazioni RARA1 e QPERM, che risultano le più significative e che conducono alle stesse azioni di calcolo. I risultati relativi alla combinazione QPERM corrispondono alla Fase4, prima che intervengano i carichi accidentali.

La verifica a fessurazione è soddisfatta perché in ogni fase la tensione massima di trazione nel calcestruzzo è inferiore alla resistenza caratteristica a trazione.

Sezione di mezzeria**Caratteristiche geometriche della sezione**

Numero trefoli	n		48	12	6
Distanza trefoli bordo inferiore	y_{sp}	(cm)	4	8	120
Area di un trefolo	A_{sp}	(cm ²)	1.39	1.39	1.39
Tiro iniziale	σ_{spi}	(MPa)	1350	1350	1350
Perdite per ritiro e viscosità	$\Delta\sigma_{s\ sf}$	(MPa)	184.5	187.0	255.5
Perdite per rilassamento	$\Delta\sigma_{s\ r}$	(MPa)	48.88	48.54	39.12
Perdite lente in percentuale	$\Delta\sigma/\sigma_{spi}$	(%)	17.29	17.44	21.82

			Solo trave	Trave+Sol
Area	A^*	(cm ²)	8168.94	14838.94
Distanza baricentro bordo inferiore	y^*	(cm)	55.63	92.43
Inerzia	I^*	(cm ⁴)	16710159	41548256
Modulo di resistenza lembo sup.	W_s^*	(cm ³)	-240871.05	-1275576.86
Modulo di resistenza lembo inf.	W_i^*	(cm ³)	300401.30	449520.87
Modulo di resist. lembo sup. sol.	W_{sol}^*	(cm ³)		-721673.07
Momento statico nel baricentro	S_1^*	(cm ³)	178826.48	368165.60
Momento statico filo soletta	S_2^*	(cm ³)		325646.14

Azioni

	M (kNm)	N (kN)	T (kN)	M_t (kN)
Peso proprio	2090.25	0.00	0.00	0.00
Precompressione	-4997.73	-12384.90	0.00	0.00
50% perdite lente su trave isolata	416.40	1097.85	0.00	0.00
Peso soletta	2478.38	0.00	0.00	0.00
50% perdite lente su trave+soletta	820.43	1097.85	0.00	0.00

PROGETTO DEFINITIVO

Carichi permanenti	906.75	0.00	0.00	0.00
Carichi accidentali	4698.92	0.00	0.00	0.00

Tensioni

		σ (MPa)	τ (MPa)	σI (MPa)	σII (MPa)
Fase 1	super.	-3.090	0.000	0.000	-3.090
	infer.	-24.840	0.000	0.000	-24.840
	baric.	-15.161	0.000	0.000	-15.161
	baric 2	-8.758	0.000	0.000	-8.758
	trefolo inf.	1206.182			
Fase 2	super.	-3.475	0.000	0.000	-3.475
	infer.	-22.110	0.000	0.000	-22.110
	baric.	-13.817	0.000	0.000	-13.817
	baric 2	-8.331	0.000	0.000	-8.331
	trefolo inf.	1105.121			
Fase 3	super.	-13.764	0.000	0.000	-13.764
	infer.	-13.859	0.000	0.000	-13.859
	baric.	-13.817	0.000	0.000	-13.817
	baric 2	-13.789	0.000	0.000	-13.789
	trefolo inf.	1150.173			
Fase 4	sup.sol.	-1.319	0.000	0.000	-1.319
	super.	-14.378	0.000	0.000	-14.378
	infer.	-9.277	0.000	0.000	-9.277
	baric. T+S	-13.049	0.000	0.000	-13.049
	baric. T	-11.547	0.000	0.000	-11.547
	trefolo inf.	1059.725			
Fase 5	sup.sol.	-6.515	0.000	0.000	-6.515
	super.	-18.062	0.000	0.000	-18.062
	infer.	1.176	0.000	1.176	0.000
	baric. T+S	-13.049	0.000	0.000	-13.049
	baric. T	-7.385	0.000	0.000	-7.385
	trefolo inf.	1119.051			

Sezione a filo rastremazione

Caratteristiche geometriche della sezione

Numero trefoli	n	32	12	6
Distanza trefoli bordo inferiore	y_{sp} (cm)	4	8	120
Area di un trefolo	A_{sp} (cm ²)	1.39	1.39	1.39
Tiro iniziale	σ_{spi} (MPa)	1350	1350	1350
Perdite per ritiro e viscosità	$\Delta\sigma_{s\ r}$ (MPa)	264.33	257.64	70.10
Perdite per rilassamento	$\Delta\sigma_{s\ r}$ (MPa)	37.90	38.83	64.61
Perdite lente in percentuale	$\Delta\sigma/\sigma_{spi}$ (%)	22.39	21.96	9.98

		Solo trave	Trave+Sol.
Area	A^* (cm ²)	8035.50	14705.50
Distanza baricentro bordo inferiore	y^* (cm)	56.48	93.23
Inerzia	I^* (cm ⁴)	16348601	40495355
Modulo di resistenza lembo sup.	W_s^* (cm ³)	-238608.03	-1274652.49
Modulo di resistenza lembo inf.	W_i^* (cm ³)	289440.60	434358.41
Modulo di resist. lembo sup. sol.	W_{sol}^* (cm ³)		-713326.64
Momento statico nel baricentro	S_1^* (cm ³)	178826.48	368165.60
Momento statico filo soletta	S_2^* (cm ³)		319848.74

Azioni

	M (kNm)	N (kN)	T (kN)	M_t (kN)
Peso proprio	397.15	0.00	278.70	0.00
Precompressione	-3528.14	-9382.50	0.00	0.00
50% perdite lente su trave isolata	436.97	975.60	0.00	0.00

PROGETTO DEFINITIVO

Peso soletta	470.89	0.00	330.00	0.00
50% perdite lente su trave+soletta	795.48	975.60	0.00	0.00
Carichi permanenti	190.88	0.00	133.95	0.00
Carichi accidentali	772.68	0.00	633.37	0.00

Tensioni

		σ (MPa)	τ (MPa)	σI (MPa)	σII (MPa)
Fase 1	super.	1.446	0.000	1.446	0.000
	infer.	-22.494	0.000	0.000	-22.494
	baric.	-11.676	1.089	0.101	-11.777
	baric 2	-4.639	0.893	0.166	-4.805
	trefolo inf.	1220.783			
Fase 2	super.	0.828	0.000	0.828	0.000
	infer.	-19.770	0.000	0.000	-19.770
	baric.	-10.462	1.089	0.112	-10.574
	baric 2	-4.407	0.893	0.174	-4.581
	trefolo inf.	1085.206			
Fase 3	super.	-1.145	0.000	0.000	-1.145
	infer.	-18.143	0.000	0.000	-18.143
	baric.	-10.462	2.378	0.515	-10.977
	baric 2	-5.465	1.950	0.625	-6.090
	trefolo inf.	1094.103			
Fase 4	sup.sol.	-0.574	0.000	0.000	-0.574
	super.	-1.256	0.378	0.105	-1.360
	infer.	-15.209	0.000	0.000	-15.209
	baric. T+S	-4.802	2.385	0.983	-5.785
	baric. T	-8.904	2.547	0.677	-9.581
trefolo inf.	959.859				
Fase 5	sup.sol.	-1.438	0.000	0.000	-1.438
	super.	-1.862	2.165	1.425	-3.287
	infer.	-13.430	0.000	0.000	-13.430
	baric. T+S	-4.802	4.442	2.648	-7.450
	baric. T	-8.203	3.346	1.192	-9.394
trefolo inf.	969.960				

9. AZIONI SUGLI APPARECCHI DI APPOGGIO.

Ogni trave è appoggiata agli estremi su appoggi tradizionali. Le azioni complessive scaricate su tali apparecchi sono:

Azioni verticali

Coincidono con le azioni di taglio sull'appoggio della trave.

Azioni orizzontali di frenatura

In base alla normativa si possono calcolare considerando il peso complessivo della prima colonna di carico. Queste azioni si scaricano solo sugli appoggi fissi in direzione longitudinale, situati sulla spalla.

Azioni orizzontali dovute al vento

Si considera una pressione calcolata come segue:

v_0 25 m/s
 q_b 0.39063 kN/m²

Altezza z 10 m
 k_r 0.19
 z_0 0.05 m
 z_{min} 4 m
 c_e 2.35229
 c_p 1
 c_d 1.5

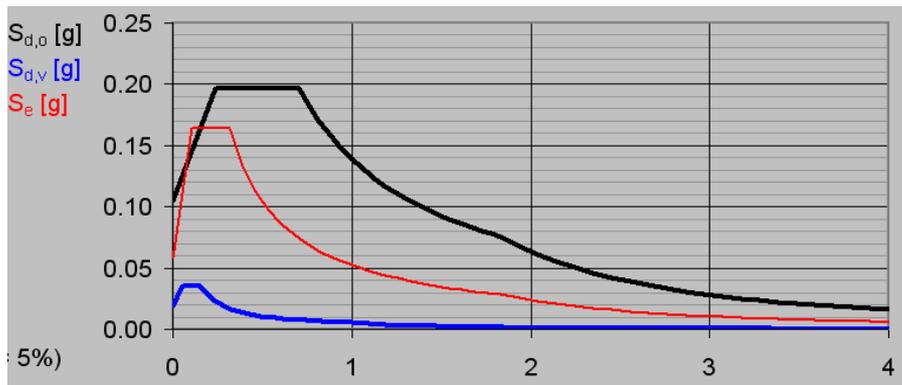
q 1.37829

La pressione è agente sulle parti strutturali e sulla colonna di traffico. Queste azioni si scaricano solo sugli appoggi fissi in direzione trasversale, collocati su tutti gli assi di appoggio sulle travi prossime alla mezzeraia.

Azione sismica

La struttura è situata in un comune classificato in zona 4 secondo la suddivisione ufficiale della Regione Lombardia. Considerando la regolarità della struttura è possibile utilizzare la procedura semplificata pseudo-statica per verifiche allo Stato Limite Ultimo.

Lo spettro di progetto viene calcolato considerando un fattore di struttura 1.5, valore che secondo la normativa è adeguato sia per le spalle sia per le pile. Nel calcolo dello spettro si considera una struttura di importanza strategica, con vita nominale di 100 anni e coefficiente di uso uguale a 2. Si deve pertanto considerare una probabilità di superamento del 10% ed un tempo di ritorno di 1900 anni. Il sottosuolo è di categoria D. Lo spettro di progetto si può rappresentare come segue (lo spettro di progetto, in linea più spessa, è confrontato con quello elastico per il caso di sottosuolo di categoria A):



Per il calcolo delle azioni sulle spalle, in virtù della loro grande rigidezza in direzione longitudinale, si considera il valore di ancoraggio dello spettro.

L'azione inerziale va applicata esclusivamente alle masse corrispondenti ai pesi propri ed ai carichi permanenti.

Resistenze passive dei vincoli

Sono uguali al 5% delle azioni verticali scaricate su ogni apparecchio di appoggio a seguito dell'applicazione dei soli carichi permanenti.

I valori delle reazioni vincolari riferiti a Peso proprio, Soletta, Permanenti, Accidentali, Frenatura, Centrifuga, Vento carico, Vento Scarico, Neve, sono riportati nella seguente tabella.

AZIONI VERTICALI

Peso proprio	Soletta	Permanenti	Accidentali	Frenatura	Centrifuga
278.70	369.47	133.95	633.37	0	0
304.05	369.47	133.95	512.31	0	0
304.05	369.47	133.95	391.69	0	0
278.70	369.47	133.95	272.59	0	0

Vento Carico	Vento Scarico	Neve	Sisma Long.	Sisma Trasv.	Az. Parassite
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0

PROGETTO DEFINITIVO**AZIONI LONGITUDINALI**

Peso proprio	Soletta	Permanenti	Accidentali	Frenatura	Centrifuga	
0		0	0	0	110.25	0
0		0	0	0	110.25	0
0		0	0	0	110.25	0
0		0	0	0	110.25	0
Vento Carico	Vento Scarico	Neve	Sisma Long.	Sisma Trasv.	Az. Parassite	
0	0	0	165.95	0	79.479375	
0	0	0	165.95	0	79.479375	
0	0	0	165.95	0	79.479375	
0	0	0	165.95	0	79.479375	

AZIONI TRASVERSALI

Peso proprio	Soletta	Permanenti	Accidentali	Frenatura	Centrifuga	
0		0	0	0	0	0
0		0	0	0	0	0
0		0	0	0	0	0
0		0	0	0	0	0
Vento Carico	Vento Scarico	Neve	Sisma Long.	Sisma Trasv.	Az. Parassite	
0	0	0	0	0.00	0	
96.14	34.11	0	0	331.91	0	
0	0	0	0	0	0	
0	0	0	0	0	0	

Per quanto riguarda la disposizione degli appoggi, si è scelto di disporre gli appoggi fissi (F) e mobili trasversali (MT) in corrispondenza della spalla più bassa. Sull'altra spalla saranno disposti appoggi mobili (M) e mobili longitudinali (ML).

Riepilogo azioni sugli apparecchi di appoggio:

	VERIFICHE SLU					VERIFICHE SLE	
	STR1	STR2	STR3	SISMA LONG	SISMA TRASV	QP	FREQ
VERTICALI	1910.91	1697.15	1055.86	782.12	782.12	782.12	1257.15
	1781.70	1608.80	1090.08	807.47	807.47	807.47	1191.70
	1618.86	1486.67	1090.08	807.47	807.47	807.47	1101.24
	1423.86	1331.86	1055.86	782.12	782.12	782.12	986.56
LONGITUDINALI	230.85	268.06	119.22	245.43	129.27	79.48	79.48
	230.85	268.06	119.22	245.43	129.27	79.48	79.48
	230.85	268.06	119.22	245.43	129.27	79.48	79.48
	230.85	268.06	119.22	245.43	129.27	79.48	79.48
TRASVERSALI	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	86.52	86.52	144.20	99.57	331.91	0.00	19.23
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

10. VERIFICA DELLE SPALLE.

Poiché le due spalle sono uguali, si considera solo la spalla 1 che è caratterizzata dalla presenza degli appoggi fissi.

I carichi applicati sugli apparecchi di appoggio vengono diffusi su una larghezza uguale a 2.50 m, che coincide con l'interasse degli appoggi

Le seguenti verifiche fanno dunque riferimento ad una striscia di spalla di spessore uguale a un metro.

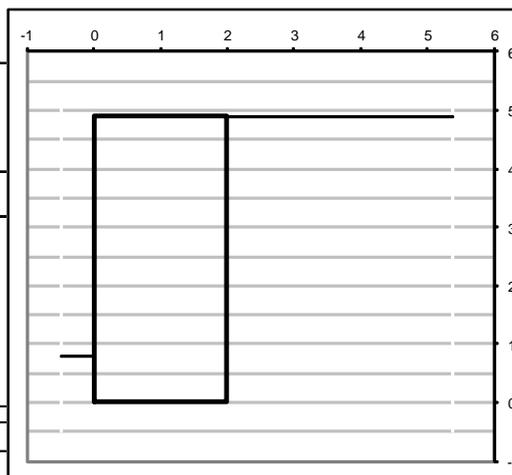
10.1 DATI GEOMETRICI E DI CARICO.**OPERA** PO01**DATI DI PROGETTO:****Geometria del Muro**

Elevazione	H3	4.90	(m)
Aggetto Valle	B2	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	2.00	(m)
Aggetto monte	B4	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	2.00	(m)
Spessore Fondazione	H2	0.00	(m)
Suola Lato Valle	B1	0.00	(m)
Suola Lato Monte	B5	0.00	(m)
Altezza dente	Hd	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	1.00	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls}	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	----------------	-------	----------------------

**Dati Geotecnici**

			Valori caratteristici	Valori di progetto	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	ϕ'	30.00	30.00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ	18.50	27.75	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ϵ	0.00	0.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	0.00	0.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	0.00	0.00	(°)
Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.06		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.80		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0522		(-)
	coefficiente sismico verticale	kv	0.0261		(-)
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.33	0.33	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.36	0.36	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.37	0.37	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.00	3.00	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	2.91	2.91	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	2.91	2.91	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.32	0.33	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.54	0.36	(-)
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.70	0.37	(-)	

CARATTERISTICHE DELLA PALIFICATA

I pali sono disposti su un'unica fila, in corrispondenza del baricentro del muro di spalla. Il diametro dei pali è uguale a 100 cm e l'interasse è uguale a 110 cm.

COMBINAZIONE STR1**Carichi Agenti** (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	12.15	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	98.58	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	683.62	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	-196.27	(kNm/m)

COMBINAZIONE STR2**Carichi Agenti** (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	12.15	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	112.38	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	598.11	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	-222.49	(kNm/m)

COMBINAZIONE STR3**Carichi Agenti** (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	51.73	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	65.82	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	341.59	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	-134.04	(kNm/m)

COMBINAZIONE SISMICA

Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	=	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	=	105.94	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	=	232.10	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	=	-213.41	(kNm/m)

COMBINAZIONE FREQUENTE**Carichi Agenti** (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

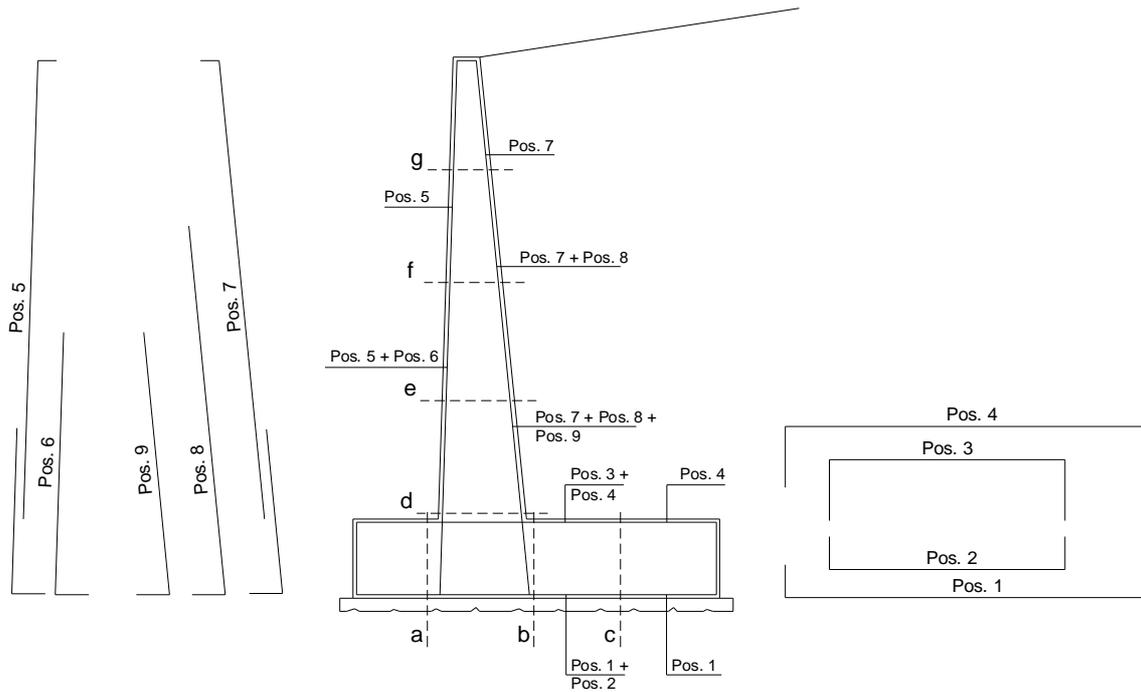
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	6.75	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	32.36	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	422.11	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	-73.59	(kNm/m)

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE**Carichi Agenti** (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	29.48	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	232.10	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	-68.12	(kNm/m)

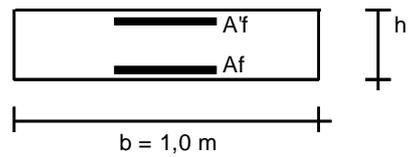
10.2 RIEPILOGO ARMATURE.

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	pos	n°/ml	ϕ
1	5.0	20	5	5.0	20
2	0.0	0	6	0.0	0
3	0.0	0	7	5.0	20
4	5.0	20	8	0.0	0
			9	0.0	0



10.3 VERIFICHE SLU.

Nelle seguenti tabelle si riportano le forze e i momenti risultanti agenti sul muro e sulla fondazione. In funzione di tali valori, è facile ricavare le azioni interne sul muro e sulla fondazione: tali azioni sono riportate nella tabella finale, insieme alla relativa verifica di resistenza SLU.

COMBINAZIONE STR1

<i>Azioni orizzontali</i>			<i>Azioni verticali</i>		
Spinta terreno	111.05	(kN/m)	PP muro	245.00	(kN/m)
Spinta sovraccarico	19.85	(kN/m)	PP terreno a monte	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)	Spinta terreno	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	98.58	(kN/m)	Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
			Azioni esterne	683.62	(kN/m)

<i>Momenti ribaltanti</i>			<i>Momenti stabilizzanti</i>		
Spinta terreno	181.38	(kNm/m)	PP muro	245.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	48.62	(kNm/m)	PP terreno a monte	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)	Spinta terreno	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	286.77	(kNm/m)	Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
			Azioni esterne	683.62	(kNm/m)

AZIONI SULLA TESTA DEI PALI

Risultante forze verticali (N) N = 1021.48 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 252.42 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 568.44 (kNm/m)

VERIFICHE

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
d - d	516.76	928.62	2.00	15.71	15.71	2037.67
e - e	269.87	867.37	2.00	15.71	15.71	1982.75
f - f	80.07	806.12	2.00	15.71	15.71	1927.58
g - g	0.00	61.25	2.00	15.71	15.71	1239.43

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Verifica a taglio alla base del muro

N = 928.62 kN T = 229.47 kN

Caratteristiche della sezione

Resistenza caratteristica del calcestruzzo	f_{ck}	(MPa)	25.00
Altezza utile della sezione	d	(cm)	194
Larghezza dell'anima	b_w	(cm)	100
Coefficiente per l'effetto "pettine"	k		1.32
Area totale delle armature tese	A_{sl}	(cm ²)	15.71
Rapporto meccanico di armatura	ρ	()	0.00081
Azione assiale di calcolo	N_{sdu}	(kN)	-928.62
Tensione media di compressione	s	(MPa)	0.48

Calcolo azioni ultime

Taglio ultimo	V_{sdu}	(kN)	654.80
---------------	-----------	------	---------------

La verifica è soddisfatta poiché il taglio ultimo è superiore al taglio di calcolo.

COMBINAZIONE STR2**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	111.05	(kN/m)
Spinta sovraccarico	19.85	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	112.38	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	245.00	(kN/m)
PP terreno a monte	0.00	(kN/m)
Spinta terreno	0.00	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	598.11	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	181.38	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	48.62	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	328.17	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	245.00	(kNm/m)
PP terreno a monte	0.00	(kNm/m)
Spinta terreno	0.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	598.11	(kNm/m)

AZIONI SULLA TESTA DEI PALI

Risultante forze verticali (N)	N	=	927.42	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	267.60	(kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	613.98	(kNm/m)

VERIFICHE

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
d - d	558.16	843.11	2.00	15.71	15.71	1960.98
e - e	294.37	781.86	2.00	15.71	15.71	1905.69
f - f	87.66	720.61	2.00	15.71	15.71	1850.25
g - g	0.00	61.25	2.00	15.71	15.71	1239.43

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Verifica a taglio alla base del muro

N = 843.11 kN T = 243.27 kN

Caratteristiche della sezione

Resistenza caratteristica del calcestruzzo	f_{ck}	(MPa)	25.00
Altezza utile della sezione	d	(cm)	194
Larghezza dell'anima	b_w	(cm)	100
Coefficiente per l'effetto "pettine"	k		1.32
Area totale delle armature tese	A_{sl}	(cm ²)	15.71
Rapporto meccanico di armatura	ρ	()	0.00081
Azione assiale di calcolo	N_{sdu}	(kN)	-843.11
Tensione media di compressione	s	(MPa)	0.43

Calcolo azioni ultime

Taglio ultimo	V_{sdu}	(kN)	641.97
----------------------	-----------	------	---------------

La verifica è soddisfatta poiché il taglio ultimo è superiore al taglio di calcolo.

COMBINAZIONE STR3**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	111.05	(kN/m)
Spinta sovraccarico	84.49	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	65.82	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	245.00	(kN/m)
PP terreno a monte	0.00	(kN/m)
Spinta terreno	0.00	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	341.59	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	181.38	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	206.99	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	188.50	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	245.00	(kNm/m)
PP terreno a monte	0.00	(kNm/m)
Spinta terreno	0.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	341.59	(kNm/m)

AZIONI SULLA TESTA DEI PALI

Risultante forze verticali (N)	N	=	645.25 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	287.49 (kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	634.55 (kNm/m)

VERIFICHE

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
d - d	576.87	586.59	2.00	15.71	15.71	1728.18
e - e	300.82	525.34	2.00	15.71	15.71	1672.04
f - f	101.65	464.09	2.00	15.71	15.71	1615.68
g - g	0.00	61.25	2.00	15.71	15.71	1239.43

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Verifica a taglio alla base del muro

N = 586.59 kN T = 261.36 kN

Caratteristiche della sezione

Resistenza caratteristica del calcestruzzo	f_{ck}	(MPa)	25.00
Altezza utile della sezione	d	(cm)	194
Larghezza dell'anima	b_w	(cm)	100
Coefficiente per l'effetto "pettine"	k		1.32
Area totale delle armature tese	A_{sl}	(cm ²)	15.71
Rapporto meccanico di armatura	ρ	()	0.00081
Azione assiale di calcolo	N_{sdu}	(kN)	-586.59
Tensione media di compressione	s	(MPa)	0.30

Calcolo azioni ultime

Taglio ultimo	V_{sdu}	(kN)	603.49
---------------	-----------	------	--------

La verifica è soddisfatta poiché il taglio ultimo è superiore al taglio di calcolo.

PROGETTO DEFINITIVO**COMBINAZIONE SISMICA****CONDIZIONE SISMICA +****Azioni orizzontali**

Spinta terreno	82.97	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	105.94	(kN/m)
Inerzia muro	12.79	(kN/m)
Inerzia terrapieno	0.00	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	245.00	(kN/m)
PP terreno a monte	0.00	(kN/m)
Spinta terreno	0.00	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	232.10	(kN/m)
Inerzia terrapieno	0.00	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	135.51	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	305.72	(kNm/m)
Inerzia muro	31.33	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	0.00	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	245.00	(kNm/m)
PP terreno a monte	0.00	(kNm/m)
Spinta terreno	0.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	232.10	(kNm/m)

AZIONI SULLA TESTA DEI PALI

Risultante forze verticali (N) N = 524.81 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 221.87 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 519.82 (kNm/m)

CONDIZIONE SISMICA -**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	79.12	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	105.94	(kN/m)
Inerzia muro	12.79	(kN/m)
Inerzia terrapieno	0.00	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	245.00	(kN/m)
PP terreno a monte	0.00	(kN/m)
Spinta terreno	0.00	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	232.10	(kN/m)
Inerzia terrapieno	0.00	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	129.23	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	305.72	(kNm/m)
Inerzia muro	31.33	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	0.00	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	245.00	(kNm/m)
PP terreno a monte	0.00	(kNm/m)
Spinta terreno	0.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	232.10	(kNm/m)

AZIONI SULLA TESTA DEI PALI

Risultante forze verticali (N) N = 524.81 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 217.64 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 512.91 (kNm/m)

VERIFICHE

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
d - d	541.28	470.70	2.00	15.71	15.71	1623.38
e - e	279.72	411.05	2.00	15.71	15.71	1567.90
f - f	79.52	351.40	2.00	15.71	15.71	1512.21
g - g	1.89	61.25	2.00	15.71	15.71	1239.43

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Verifica a taglio alla base del muro

N = 470.70 kN T = 201.70 kN

Caratteristiche della sezione

Resistenza caratteristica del calcestruzzo	f_{ck}	(MPa)	25.00
Altezza utile della sezione	d	(cm)	194
Larghezza dell'anima	b_w	(cm)	100
Coefficiente per l'effetto "pettine"	k		1.32
Area totale delle armature tese	A_{sl}	(cm ²)	15.71
Rapporto meccanico di armatura	ρ	()	0.00081
Azione assiale di calcolo	N_{sdu}	(kN)	-470.7
Tensione media di compressione	s	(MPa)	0.24

Calcolo azioni ultime

Taglio ultimo	V_{sdu}	(kN)	586.11
----------------------	-----------	------	---------------

La verifica è soddisfatta poiché il taglio ultimo è superiore al taglio di calcolo.

10.4 VERIFICHE SLE.

Nelle seguenti tabelle si riportano le forze e i momenti risultanti agenti sul muro e sulla fondazione. In funzione di tali valori, è facile ricavare le azioni interne sul muro e sulla fondazione: tali azioni sono riportate nella tabella finale, insieme alla relativa verifica di apertura delle fessure.

COMBINAZIONE FREQUENTE

Limite di apertura delle fessure 0.200 mm

PROGETTO DEFINITIVO**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	74.03	(kN/m)
Spinta sovraccarico	11.03	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	32.36	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	245.00	(kN/m)
PP terreno a monte	0.00	(kN/m)
Spinta terreno	0.00	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	422.11	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	120.92	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	27.01	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	84.96	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	245.00	(kNm/m)
PP terreno a monte	0.00	(kNm/m)
Spinta terreno	0.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	422.11	(kNm/m)

AZIONI SULLA TESTA DEI PALI

Risultante forze verticali (N) N = 733.82 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 129.16 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 256.18 (kNm/m)

VERIFICHE

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)
d - d	232.89	667.11	2	15.71	15.71	0.65	-	-
e - e	111.53	605.86	2	15.71	15.71	0.45	-	-
f - f	27.55	544.61	2	15.71	15.71	0.30	-	-
g - g	-30.38	483.36	2	15.71	15.71	0.28	-	-

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Limite di apertura delle fessure 0.100 mm

Azioni orizzontali

Spinta terreno	74.03	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	29.48	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	245.00	(kN/m)
PP terreno a monte	0.00	(kN/m)
Spinta terreno	0.00	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	232.10	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	120.92	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	76.32	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	245.00	(kNm/m)
PP terreno a monte	0.00	(kNm/m)
Spinta terreno	0.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	232.10	(kNm/m)

PROGETTO DEFINITIVO**AZIONI SULLA TESTA DEI PALI**

Risultante forze verticali (N) N = 524.81 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 113.86 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 216.96 (kNm/m)

Sez.	M	N	h	A_f	A'_f	σ^c	σ^f	w_k
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)
d - d	197.23	477.10	2	15.71	15.71	0.52	0.60	0.000
e - e	91.22	415.85	2	15.71	15.71	0.33	-	-
f - f	19.21	354.60	2	15.71	15.71	0.20	-	-
g - g	-30.12	293.35	2	15.71	15.71	0.19	-	-

11. VERIFICA DELLE FONDAZIONI.

11.1 CAPACITÀ PORTANTE.

Le fondazioni sono realizzate mediante pali di grande diametro su una comune stratigrafia. La situazione più penalizzante si trova in corrispondenza della spalla 1, sia per quanto riguarda il massimo taglio sulla testa dei pali, sia per la massima azione assiale. La capacità portante di un singolo palo si calcola considerando la capacità portante di base, valutata con la formula di Beretsantsev, e quella laterale, per cui si considera la formula di Reese-O'Neill con limitazione della tensione tangenziale a 100kPa.

Il modello stratigrafico è in accordo con quanto riportato nei sondaggi geologici e geotecnici.

Nel calcolo della capacità portante utile (Q_{ut}) si considerano i coefficienti di sicurezza parziali uguali a 1.35 per quanto riguarda la resistenza di base e 1.15 per la resistenza laterale.

Poiché il calcolo viene effettuata con metodi analitici a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici, è necessario introdurre il fattore di correlazione ξ che tiene in conto il numero di sondaggi effettuati. Si applica il coefficiente divisore delle resistenze relativo al caso di due sondaggi, cioè 1.55.

Si riporta nel seguito il calcolo esplicito della capacità portante dei pali considerati nel progetto.

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.00	(m)	Area del Palo (A_p):	0.785	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z_p):	2.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z_w):	2.00	(m)
Numero di strati	3		Lpalo	30.00	(m)

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno
--------	-------	-----------------	-----------------------

PROGETTO DEFINITIVO

			γ	c'	φ'	c_u
(-)	(m)		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)
1	0.5	RIPORTO	19.00		0	
2	4.5	SABBIA GHIAIOSA	19.00		32.0	
3	25	SABBIA LIMOSA	19.00		28.0	

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

CAPACITA' PORTANTE DI CALCOLO

alla base $R_{bm} = 1693.69$ (kN)

laterale $R_{sm} = 6082.86$ (kN)

totale $Q_u = 4221.95$ (kN)

Inclusi i coefficienti di sicurezza

Considerando anche il peso del palo, si ottiene che la portata utile vale:

$Q_{ut} = 3868.52$ kN

Questo valore consente di rispettare le verifiche di sicurezza. Infatti, per la situazione più gravosa si trova:

Spalla 1, STR1 3429.70 kN

11.2 VERIFICA SLU DEL PALO.

Si considera il palo caricato dal momento trasferito dal muro di spalla. Anche in questo caso le situazioni più gravose si riferiscono alla spalla con gli apparecchi di appoggio fissi. Si valuta il diagramma di interazione M-N e lo si confronta con le sollecitazioni STR1, STR2 e STR3. Poiché i valori di calcolo restano interni al dominio, la verifica è soddisfatta.

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 24
 Diametro barre: 2.0 [cm]
 Copriferro (baric.): 6 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura:

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviate

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

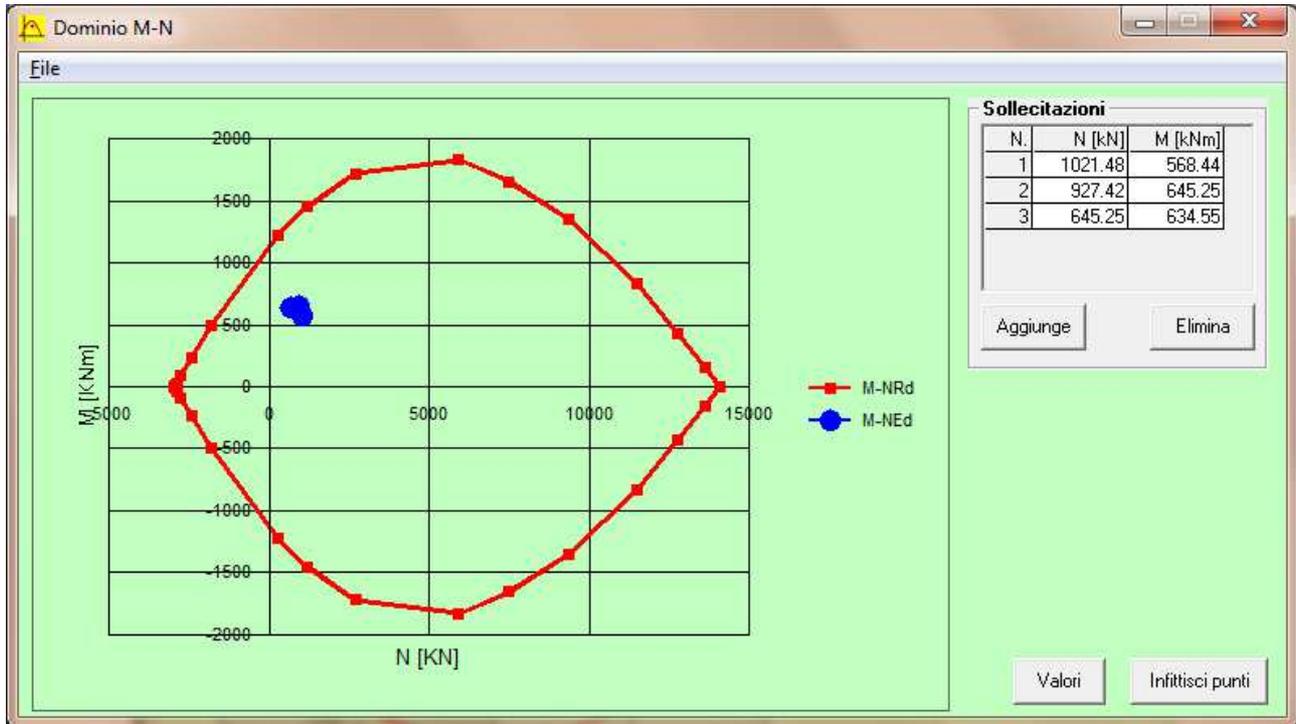
Precompresso

Materiali

B450C C25/30

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}: 14.17 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

M_{xRd}: kN m
 σ_c: N/mm²
 σ_s: N/mm²
 ε_c: ‰
 ε_s: ‰
 d: cm
 x: x/d
 δ



Per la verifica a taglio, si considera l'azione di calcolo STR3:

$$T = 287.49$$

Caratteristiche della sezione

Resistenza di progetto del calcestruzzo	f_c	(MPa)	14.17
Altezza utile della sezione	d	(cm)	104
Larghezza dell'anima	b_w	(cm)	75.52
Tensione di progetto dell'acciaio (staffe)	f_{ywd}	(MPa)	391.30
Area totale delle staffe	A_{sw}	(cm ²)	2.26
Passo delle staffe	s	(cm)	15
Coefficiente di ingranamento	δ	()	1

Calcolo azioni ultime

Taglio ultimo per crisi diagonali compresse	V_{sdu1}	(kN)	5008.09
Taglio ultimo per crisi traliccio	V_{sdu2}	(kN)	552.31

La verifica è soddisfatta poiché il taglio ultimo supera il valore di calcolo.

12. CONCLUSIONI.

Le analisi effettuate ed i risultati ottenuti confermano che la struttura presa in considerazione è idonea, nelle condizioni geometriche di progetto, a sostenere le azioni calcolate secondo la vigente normativa tecnica. Le verifiche sono state condotte prendendo in considerazione tutti i principali meccanismi di collasso delle varie membrature strutturali. In tutti i casi le verifiche sono soddisfatte.

Relazione Tecnica e di Calcolo

Muri in terra rinforzata a paramento verticale

SOMMARIO

SOMMARIO	2
Relazione	3
1. Premessa	3
2. Normativa di riferimento	3
3. Le Opere	4
4. Materiali costituenti il Sistema	4
5. Requisiti richiesti per il Rilevato strutturale	5
6. Istruzioni operative per la realizzazione del rilevato strutturale	6
6.1 Stesa del materiale	6
6.2 Compattazione	6
6.3. Condizioni climatiche	7
6.4. Rilevati di prova	7
6.5. Prove di controllo	7
7. Condizioni di Carico Verificate	8
8. Coefficienti di sicurezza parziali	9
9. Ipotesi di calcolo	11
9.1. Rinforzi	11
9.2. Caratteristiche geotecniche e parametri di progetto	11
9.3. Carichi e sovraccarichi	12
9.4. Azioni sismiche	12
10. Metodo di calcolo	12
10.1 MacRes 2.0	12
10.2 MacStars W 3.0	17
11. Sezioni oggetto di verifica	17
12. Esito delle Verifiche	18
12.1 Coefficienti di sovradimensionamento – Valori minimi ottenuti	18
12.2 Pressione di riferimento per il calcolo dei cedimenti in fondazione e Pressione massima	18
13. Tabulati di calcolo	18

Relazione

1. Premessa

La presente relazione si riferisce al progetto esecutivo di Collegamento tra la S.S.n.11 "Padana Superiore" a Magenta e la Tangenziale ovest di Milano - Variante di Abbiategrasso sulla S.S.n.494 e adeguamento in sede del tratto Abbiategrasso Vigevano fino al nuovo ponte sul Ticino. In particolare alle opere di sostegno in terra rinforzata a paramento verticale in pannelli in calcestruzzo.

Il principio di funzionamento del sistema si basa sull'attrito tra i rinforzi lineari, ed il rilevato di riempimento. Risulta quindi fattore importante per il dimensionamento, il materiale di riempimento del massiccio in terra armata e le sue caratteristiche fisiche (angolo d attrito, coesione e peso specifico).

La lunghezza, la sezione ed il numero dei rinforzi nel rilevato vengono calcolati in funzione della spinta dei terreni e dei sovraccarichi eventualmente presenti sul massiccio e a monte dello stesso: i rinforzi infatti sono dimensionati in base agli sforzi di trazione trasmessi loro dal terreno per effetto dell'aderenza.

La relazione è composta di due sezioni:

- La prima illustra le ipotesi di calcolo con riferimento sia alla stabilità esterna che al dimensionamento interno;
- La seconda comprende l'output del calcolatore con le verifiche del numero e della lunghezza dei rinforzi per le sezioni più significative.

2. Normativa di riferimento

Per quanto attiene ai valori dei coefficienti ed ai metodi di calcolo specifici per le terre rinforzate:

- 1) *Nuove Norme tecniche sulle Costruzioni Approvate con D.Min. 14/02/2008*
- 2) *Circolare al D.M. del 14/02/2008*
- 3) *UNI EN 1990 - Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale*
- 4) *UNI EN 1997-1 - Eurocodice 7 – Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali..*
- 5) *UNI EN 1998-1 - Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.*
- 6) *UNI EN 1998-5 - Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento e aspetti geotecnici.*
- 7) *NF P 94-227 "Ouvrages de soutènement: remblais renforcés et massifs en sol cloué"*
- 8) *BS 8006 – 2010*
- 9) *UNI EN 14475 – Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Terra rinforzata*
- 10) *UNI 10006 - Costruzione e manutenzione delle strade - Tecniche di impiego delle terre*

11) UNI EN 13242 - *Aggregati per materiali non legati e legati con leganti idraulici per l'impiego in opere di ingegneria civile e nella costruzione di strade*

12) UNI EN 13285 - *Miscele non legate - Specifiche*

13) UNI EN ISO 14688-1 - *Indagini e prove geotecniche - Identificazione e classificazione dei terreni - Identificazione e descrizione*

3. Le Opere

La presente relazione riguarda il dimensionamento interno ed esterno per il progetto esecutivo di Collegamento tra la S.S.n.11 "Padana Superiore" a Magenta e la Tangenziale ovest di Milano - Variante di Abbiategrasso sulla S.S.n.494 e adeguamento in sede del tratto Abbiategrasso Vigevano fino al nuovo ponte sul Ticino.

Più in dettaglio, oggetto della relazione sono le seguenti opere:

- Muri di sostegno alla spalla mista su pali PO01.

4. Materiali costituenti il Sistema

Nella stesura della presente relazione è stato previsto l'impiego dei seguenti materiali:

- *Rinforzi metallici del terreno*

In acciaio conforme alle Norme Europee EN 10025, tipo S355JO

Caratteristiche geometriche:

Larghezza	50 mm
Spessore	4 mm
Lunghezza	da tabulati di calcolo

- *Pannelli in calcestruzzo armato o non armato*

Pannelli con marchiatura CE secondo quanto previsto nell'Allegato ZA della norma EN15258:08.

Calcestruzzo tipo C32/40, classe di esposizione XF1 con resistenza caratteristica a compressione $\geq 40 \text{ N/mm}^2$

Armatura pannelli in calcestruzzo armato (ove presente) in acciaio tipo B450C

- *Cordolo di livellamento non armato*

Calcestruzzo tipo Rck 15 con resistenza caratteristica a compressione $> 15 \text{ N/mm}^2$

5. Requisiti richiesti per il Rilevato strutturale

Per la realizzazione del rilevato rinforzato devono essere impiegate terre appartenenti ai gruppi A1-a, A1-b, A3, A2-4 della classifica CNR. - UNI 10006/1963 con esclusione di pezzature superiori a 250mm. Il materiale con dimensioni superiori a 100 mm è ammesso con percentuale inferiore al 15% del totale.

In ogni caso dovranno essere rispettate le seguenti condizioni:

- a) Il materiale da rilevato sarà idoneo quando la percentuale passante al setaccio da 75 micron (0,075 mm.), secondo l'analisi granulometrica, è inferiore del 15%.
- b) Qualora non fosse verificata la precedente condizione a), il materiale da rilevato sarà comunque considerato idoneo quando:
 - o la percentuale del campione esaminato per sedimentazione passante al vaglio di 15 micron (0,015 mm.), è inferiore al 10%;
 - o la percentuale sulle prove realizzate per sedimentazione rimane compresa tra il 10% e 20% e l'angolo di attrito interno, misurato con prove di taglio su campioni saturi, è superiore a 25°.

In ogni caso saranno esclusi elementi di diametro maggiore o uguale a 250mm, e i materiali che, da prove opportune, presentino angoli d'attrito minori di quelli previsti in progetto.

Il peso di volume del terreno di riempimento, in opera compattato, dovrà essere superiore a quanto indicato nella presente relazione al capitolo "ipotesi di calcolo". Tale materiale dovrà essere compattato fino a raggiungere il 95% della densità secca AASHTO (ASTM D1557).

Il valore della resistività del materiale da rilevato, saturato dopo un'ora di contatto terra-acqua alla temperatura di 20°C, dovrà essere superiore a 1.000 Ohm*cm. per opere a secco e 3.000 Ohm*cm. per opere inondabili.

Il valore di attività degli ioni (pH) misurato sull'acqua del campione di terra saturato, dovrà essere compreso tra 5 e 10.

Il contenuto in cloruri e solfati dovrà essere determinato soltanto per quei materiali la cui resistività sia compresa tra i 1.000 e i 5.000 Ohm cm. e in questo caso non dovrà eccedere i seguenti valori:

	<i>Opere a secco</i>	<i>Opere in acqua dolce</i>	<i>Metodo di Prova di Riferimento</i>
[Cl-]	200 mg/kg	100 mg/kg	UNI EN 1744-1
[SO4==]	200 mg/l	100 mg/l	EN 196-2
[NH4+]	15 mg/l	15 mg/l	ISO 7150-1 o 7150-2
[Mg++]	300 mg/l	300 mg/l	ISO 7980

Per la determinazione dell'idoneità del materiale da porre in opera nella porzione rinforzata del rilevato si effettueranno preventivamente le seguenti prove:

- analisi granulometrica con relativa classificazione CNR-UNI 10006;
- determinazione del contenuto naturale d'acqua;

- determinazione del limite liquido e dell'indice di plasticità sull'eventuale porzione di passante al setaccio 0,4 UNI 2332 ;
- prova Proctor per la determinazione del grado di umidità ottimale - AASHTO mod. T180.
- prova di compattazione AASHTO;
- Determinazione del valore della resistività e del pH per ogni campione della stessa provenienza.

Materiali non conformi alle specifiche potranno essere usati solo su autorizzazione scritta del progettista ed approvate dalla DD.LL..

6. Istruzioni operative per la realizzazione del rilevato strutturale

Il materiale verrà posto in opera per strati di altezza pari a circa 375 mm.

La posa del rilevato seguirà immediatamente il montaggio di ciascuna fila di pannelli; in corrispondenza di ogni strato di rinforzo il materiale sarà steso e compattato prima della posa e del fissaggio delle stesse.

6.1 Stesa del materiale

La stesa del materiale dovrà essere eseguita sistematicamente per strati di spessore costante e con modalità e attrezzature atte ad evitare segregazione, brusche variazioni granulometriche e del contenuto d'acqua.

Durante le fasi di lavoro, e ad opera ultimata, si dovrà garantire il rapido deflusso delle acque meteoriche conferendo sagomature aventi pendenza trasversale non inferiore al 4%, perpendicolare al paramento e a scendere verso la coda dei rinforzi.

Lo spessore allo stato sciolto di ogni singolo strato di rilevato non dovrà risultare superiore a 40 cm. La stesa avverrà sempre parallelamente al paramento esterno.

6.2 Compattazione

Il grado di compattazione sarà $\geq 95\%$ del valore fornito dalla prova AASHTO mod. T 180. La compattazione potrà aver luogo soltanto dopo aver accertato che il contenuto d'acqua delle terre sia prossimo ($\pm 1,5\%$ ca.) a quello ottimale determinato mediante la prova AASHTO mod. T 180.

Se tale contenuto dovesse risultare superiore, il materiale dovrà essere essiccato per aerazione.

Se inferiore l'aumento sarà conseguito per umidificazione e con modalità tali da garantire una distribuzione uniforme dell'acqua entro l'intero spessore dello strato.

Tipo, caratteristiche e numero dei mezzi di compattazione, e anche le modalità esecutive di dettaglio (numero di passate, velocità operativa, frequenza), dovranno essere tali da garantire le caratteristiche del rilevato Strutturale di cui al capitolo 6.

La compattazione a tergo del paramento dovrà essere tale da escludere una riduzione nell'addensamento.

In particolare si dovrà evitare che grossi rulli vibranti operino entro una distanza $\leq 1,5$ m. dai paramenti della terra armata.

A questa distanza si useranno mezzi di compattazione leggeri quali piastre vibranti, piccoli rulli vibranti, badando a garantire i valori di densità richiesti, operando, se necessario, su strati di spessore ridotto.

Qualora si dovessero manifestare erosioni di sorta sul terreno già steso, si dovrà provvedere al ripristino delle zone danneggiate.

6.3. Condizioni climatiche

La costruzione dei rilevati in presenza di gelo o di pioggia persistenti non sarà consentita in linea generale, tranne per quei materiali meno suscettibili all'azione del gelo e delle acque meteoriche (es. ghiaia). Nella esecuzione di rilevati con terre ad elevato contenuto della frazione coesiva dovranno essere tenuti a disposizione anche dei rulli gommati che permettano la chiusura della superficie dell'ultimo strato in caso di pioggia.

6.4. Rilevati di prova

Quando prescritto dalla Direzione Lavori, l'Impresa procederà alla esecuzione dei rilevati di prova. In particolare si potrà fare ricorso ai rilevati di prova per verificare l'idoneità di materiali diversi da quelli specificati nei precedenti capitoli.

Il rilevato di prova consentirà di individuare le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali messi in opera, le caratteristiche dei mezzi di compattazione (tipo, peso, energie vibranti) e le modalità esecutive più idonee (numero di passate, velocità del rullo, spessore degli strati, ecc.), le procedure di lavoro e di controllo cui attenersi nel corso della formazione dei rilevati.

6.5. Prove di controllo

Prima che venga messo in opera uno strato di terreno nel rilevato rinforzato, quello precedente dovrà essere sottoposto alle prove di controllo e possedere i requisiti di costipamento richiesti.

La frequenza delle prove di seguito specificata, deve ritenersi come minima e potrà essere aumentata, in considerazione della maggiore o minore omogeneità granulometrica dei materiali portati a rilevato e della variabilità nelle procedure di compattazione.

Le prove andranno distribuite in modo tale da essere sicuramente rappresentative in relazione alle caratteristiche dei terreni utilizzati.

La serie di prove sui primi 5000 mc. Potrà essere effettuata una sola volta a condizione che i materiali mantengano caratteristiche omogenee e siano costanti le modalità di compattazione.

FREQUENZA MINIMA DELLE PROVE
RILEVATI RINFORZATI DA RINFORZI LINEARI

TIPO DI PROVA	PRIMI 5000 mc Ripetere la prova ogni (m3)	SUCCESSIVI mc Ripetere la prova ogni (m3)
Classif. CNR - UNI 10006	2000	5000
Resistività	5000 ^a	5000
pH	2000 ^a	5000
Contenuto in cloruri e solfati per valori di resistività tra 1000/5000 Ohm.cm	5000 ^a	5000
Costip. AASHTO Mod. CNR	2000	5000
Densità in sito CNR 22	250	1000
Carico su piastra CNR 9 - 70317	1000	5000
Controllo umidità	^b	^b

NOTE:

a – Prove da effettuare solo nel caso di utilizzo di rinforzi in acciaio

b - Frequenti e rapportate alle condizioni meteorologiche locali ed alle caratteristiche di omogeneità dei materiali costituenti il rilevato

7. Condizioni di Carico Verificate

Le verifiche della struttura sono state condotte secondo gli Stati limite Ultimi (SLU - SLV).

In accordo con Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008 - capitolo 6 – sono stati applicati coefficienti parziali ai carichi, ai parametri geotecnici ed alle resistenze (come definiti nel capitolo successivo).

Per quanto riguarda la stabilità globale si è utilizzato l' *Approccio 1 Combinazione 2* che risulta essere la dimensionante per questo tipo di verifica: **A2+M2+R2**.

Per quanto riguarda invece sia le verifiche agli *SLU di tipo geotecnico (GEO)* che per le verifiche agli *SLU di tipo strutturale (STR)* (V. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno), cioè per le Verifiche Esterne a Scorrimento della fondazione, per la determinazione della Pressioni massime agenti sul terreno di fondazione (dato fornito per la successiva verifica a Punzonamento) e per le Verifiche Interne a rottura dei rinforzi e a Sfilamento degli stessi si è utilizzato l'*Approccio 1* : **A1+M1+R1 e A2+M2+R2**.

La Verifica Esterna a Ribaltamento viene poi trattata a parte come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando l'approccio: **EQU+M2**, per le sole condizioni di carico A ed 1s.

Inoltre, al fine di considerare le disposizione di carico più dannose, sono stati considerati le seguenti *condizioni di carico*:

Condizione di carico A: (caso A) Vengono considerati sfavorevoli tutti i carichi G_w (applicazione del valore massimo di progetto), G_p , Q_w e Q_p .

Tale condizione risulta dimensionante ai fini della Verifica Esterna per la valutazione dei carichi massimi in fondazione e per la Verifica Interna alla rottura dei rinforzi.

Condizione di carico B: (caso B) Vengono considerati favorevoli il peso proprio della struttura G_w (applicazione del Valore minimo di Progetto) ed i carichi Variabili applicati al di sopra della struttura stessa Q_w . Vengono considerati Sfavorevoli i carichi permanenti a tergo della struttura (spinta del

terreno) G_p ed il corrispondente effetto dei carichi variabili che non gravano sulla struttura ma che sono a tergo della stessa Q_p .

Tale condizione risulta dimensionante ai fini della Verifica Esterna a Scorrimento.

Condizione di carico C: (caso C) Vengono considerati pari all'unità i coefficienti di parziali dei carichi Permanenti G_w , G_p e considera nulli i coefficienti parziali dei carichi Variabili Q_w e Q_p .

Tale condizione risulta dimensionante nell'analisi dei Cedimenti in fondazione a Lungo termine.

In favore di sicurezza e data la non prevedibilità del grado di compattazione effettivamente raggiunto in opera, si impone inoltre una variabilità di $+ o -$ il 10% al valore della densità del massiccio, assumendo il valore minimo nelle condizioni di carico in cui tale valore sia favorevole alla stabilità, ed il valore massimo nelle condizioni in cui tale valore sia sfavorevole.

Condizioni di carico sismiche 1s e 2s: (Caso 1s a caso 2s) Le verifiche sismiche sono condotte secondo le stesse condizioni di carico A (1s) e B (2s) ed imponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni.

8. Coefficienti di sicurezza parziali

Il progetto strutturale e geotecnico delle opere in esame sarà condotto in conformità alle indicazioni del NTC D.M. 14/01/2008 (rif. Cap. 6).

Nell'ambito delle verifiche allo stato limite ultimo si sono adottati i seguenti coefficienti parziali:

Coefficienti PARZIALI DEI PARAMETRI DI RESISTENZA γ_R		
$R_d = R_k / \gamma_R$	R3	R2
<u>Stabilità Esterna</u>		
Scorrimento - Slittamento per attrito $\gamma_{m\phi} = \gamma_{R \text{ scorrimento}}$	1,00	1,0
Ribaltamento $\gamma_{\text{over}} = \gamma_{R \text{ ribaltamento}}$	1,00	1,0
Capacità portante della Fondazione - Punzonamento $\gamma_{mq} = \gamma_{R \text{ punzonamento}}$	1,40	1,00
<u>Stabilità Interna</u>		
Rottura dei rinforzi ($\gamma_{mt} = \gamma_{Rt}$)	1,00	
Aderenza dei rinforzi ($\gamma_{mf} = \gamma_{Rt}$)	1,00	

Coefficients PARZIALI DEI PARAMETRI GEOTECNICI γ_M		
	M1	M2
Peso unità di volume γ_f	1,00	1,00
Angolo di attrito $\tan\phi'_k$ ($\gamma_{\phi'}$)	1,00	1,25(*)
Coesione efficace c'_k (γ_c)	1,00	1,25(*)
Resistenza non drenata c_{uk} (γ_{cu})	1,00	1,40(*)

Nota:

Coefficienti parziali dei parametri geotecnici da applicare nel calcolo di stabilità interna ed esterna. (*) i coefficienti vengono introdotti a monte del calcolo riducendo i valori di input dei parametri geotecnici. In particolare per tutti gli angoli di attrito dei terreni si assume un angolo di calcolo $\phi_c = \arctan(\tan\phi' / \gamma_{\phi'})$

Coefficients PARZIALI AZIONI $\gamma_F = \gamma_F$		FASE STATICA SLU		
		A1	A2	EQU
<i>PERMANENTE:</i> (Pesi, spinte geostatiche del terreno; sovraccarichi permanenti) ($\gamma_G = \gamma_{F1G}$)	Sfavorevole	1,30	1,00	1,10
	Favorevole	1,00	1,00	0,90
<i>VARIABILE:</i> (sovraccarichi variabili; sisma; spinte relative indotte) ($\gamma_Q = \gamma_{F1Q}$)	Sfavorevole	1,50	1,30	1,50
	Favorevole	0,00	0,00	0,00

Nota:

Coefficienti parziali dei carichi e delle spinte (i carichi permanenti non strutturali sono assimilati ai sovraccarichi permanenti in quanto compiutamente definiti)

9. Ipotesi di calcolo

CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA	CLASSE TEMPORALE	OPERA PERMANENTE		
	CLASSE DI SICUREZZA	OPERA CORRENTE		
	DURATA DI SERVIZIO	70 ANNI		
	LIVELLO DI SICUREZZA	ORDINARIO		
	AMBIENTE DI ESERCIZIO	A SECCO		
CARATTERISTICHE DEI COMPONENTI STRUTTURALI	TIPO DI PARAMENTO	PANNELLI CALCESTRUZZO		
	INCLINAZ. PARAMENTO	90°		
	TIPO DI RINFORZO	HA 50x4		
DATI GEOTECNICI	TERRA ARMATA	$\gamma_1 = 19 \text{ KN/mc}$	$\varphi_1 = 30^\circ$	$c'_1 = 0 \text{ KPa}$
	RILEVATO A TERGO	$\gamma_2 = 19 \text{ KN/mc}$	$\varphi_2 = 30^\circ$	$c'_2 = 0 \text{ KPa}$
	FONDAZIONE	$\gamma_3 = 18 \text{ KN/mc}$	$\varphi_3 = 27^\circ$	$c'_3 = 5 \text{ KPa}$
CARICHI ACCIDENTALI ESTERNI	STATICO	Stradale $q = 20 \text{ Kpa}$ sopra e/o dietro il massiccio		
	SISMICO	Accelerazione di calcolo: $kh = 0,0016$		

9.1. Rinforzi

Nella verifica interna a rottura dei rinforzi il calcolo viene eseguito considerando uno spessore ridotto rispetto a quello iniziale per tener conto della corrosione nel tempo. Tale riduzione, detta "spessore di sacrificio dei rinforzi", è fissata dalla AFNOR 94-270 in funzione della tipologia di opera e della vita di servizio; la resistenza a trazione di ciascun rinforzo ne viene proporzionalmente ridotta.

9.2. Caratteristiche geotecniche e parametri di progetto

Nei calcoli di stabilità e resistenza si sono assunte le seguenti caratteristiche fisiche dei terreni:

Per il rilevato

Peso specifico:	18-20 kN/m ³
Angolo di attrito interno:	30 deg.
Coesione:	0 KPa

- *Per il rilevato dietro il massiccio armato*

Peso specifico:	19 kN/m ³
Angolo di attrito interno:	30 deg.
Coesione:	0 KPa

- Per il terreno di fondazione

Angolo di attrito interno: 27 deg.

Coesione: 5 KPa

9.3. Carichi e sovraccarichi

Si è considerato agente sul Rilevato strutturale (MASSICCIO) un sovraccarico accidentale pari a 20 kPa.

Per le verifiche sismiche il sovraccarico accidentale dovuto al transito di mezzi viene moltiplicato per il fattore $\Psi_{2j}=0.2$ in accordo con D.M. 14/01/2008 cap. 3.2.4.

9.4. Azioni sismiche

Il calcolo viene inoltre eseguito tenendo conto delle azioni sismiche dell'area oggetto del progetto secondo quanto prescritto da D.M. 14/01/2008 per cui:

Coefficiente di sottosuolo: $S = S_s \times S_t = 1,5$

Coefficiente di riduzione: $\beta_m = 0,24$ (per la determinazione del valore si veda la tabella 10.1)

Coefficiente sismico orizzontale k_h : $a_d/g = S \times a_g/g \times \beta_m = 0,0016$

Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

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

Per tener conto dell'amplificazione dell'azione sismica in funzione dell'altezza del muro, il programma di calcolo incrementa globalmente il coefficiente sismico orizzontale (accelerazione sismica di calcolo) che, secondo la teoria di Seed e Whitman, diventa pari a:

Coefficiente sismico orizzontale di calcolo $k_{hc} = a_c/g = a_d/g (1,45 - a_d/g)$

Coefficiente sismico verticale di calcolo $k_{vc} = k_{hc}/2$

10. Metodo di calcolo

Per le verifiche ed i dimensionamenti delle strutture sono stati utilizzati programmi MacRes 2.0 e MacStars W rel 3.0

10.1 MacRes 2.0

MACRES 2.0 è un foglio calcolo impiegato per il dimensionamento dei muri in terra armata a paramento verticale.

Di seguito viene esposto sinteticamente il metodo di calcolo richiamando le formule matematiche principali che il programma di calcolo utilizza.

Gli out put di calcolo relativi alle sezioni trasversali esaminate dell'opera in oggetto sono riportati nel successivo capitolo 13.

SEZIONE (nome)

Caratteristiche dei terreni :

MASSICCIO IN T.A. (terreno 1) : Sono indicati la densità massima e minima (γ_1) e l'angolo di attrito interno (ϕ_1).

TERRENO A TERGO DELLA STRUTTURA (terreno 2) : Sono indicati la densità (γ_2) e l'angolo di attrito interno (ϕ_2).

TERRENO DI FONDAZIONE (terreno 3) : Sono indicati l'angolo di attrito interno (ϕ_3) e la coesione (C3).

SPINTE DELLE TERRE

Il diagramma della spinta delle terre applicata a tergo del muro dipende dalla geometria del terrapieno soprastante e dal sovraccarico.

La spinta delle terre è inclinata sull'orizzontale di un angolo δ , definita nella Norma AFNOR NF P 94-270 secondo la seguente formula:

$$\delta = 0.8(1 - 0.7 \frac{L'}{H})\Phi_1 + [\beta_e - 0.8(1 - 0.7 \frac{L'}{H})\Phi_1] \sqrt{\frac{X}{H}} \quad [2]$$

in cui:

$$L' = \frac{S}{H} = \frac{W}{\gamma_1 H} \quad [3];$$

$$\beta_e = \frac{3\beta + \Phi_2}{4} \quad [4]$$

$$X = \frac{K_{2y}}{K_{2x} - K_{2y}} D \tan \beta \quad [5]$$

I coefficienti di spinta in condizioni statiche, K_{2x} e K_{2y} , sono anch'essi computati secondo quanto prescritto dalle Norma AFNOR NF P 94-270.

$$K_{2x} = \frac{(\cos^2 \Phi_2 / \cos \delta)}{[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi_2 + \delta) \sin(\Phi_2 - \beta)}{\cos \delta \cos \beta}}]^2} \quad [6] \quad K_{2y} = \frac{(\cos^2 \Phi_2 / \cos \delta)}{[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi_2 + \delta) \sin(\Phi_2 - \omega)}{\cos \delta \cos \omega}}]^2} \quad [7]$$

La spinta dovuta al terrapieno e' calcolata come:

$$P = \frac{1}{2} K_{2x} \gamma_2 X^2 + K_{2x} \gamma_2 XY + \frac{1}{2} K_{2y} \gamma_2 Y^2 \quad [8]$$

Nel caso di calcolo in zona sismica, due ulteriori coefficienti di spinta in condizioni dinamiche, K_{aex} e K_{aey} , compaiono nei calcoli. Tali coefficienti sono calcolati seguendo le formule proposte da

Mononobe-Okabe..

$$K_{aex} = \left[\frac{(\cos\Phi_2 - \zeta)}{\cos\zeta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\Phi_2 \sin(\Phi_2 - \zeta - \beta)}{\cos\zeta \cos\beta}} \right]^2} \right]^2 \quad [9]$$

$$K_{aey} = \left[\frac{(\cos\Phi_2 - \zeta)}{\cos\zeta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\Phi_2 \sin(\Phi_2 - \zeta - \omega)}{\cos\zeta \cos\omega}} \right]^2} \right]^2 \quad [10]$$

in cui $\zeta = \arctan(0.5 \times a_0/g)$ (per $\zeta=0 \rightarrow K_{aex} = K_{0x}$ e $K_{aey} = K_{0y}$)

Le azioni sismiche dinamiche (o pseudo dinamiche) dovute al terrapieno sono dunque:

- incremento dinamico della spinta dovuta al terrapieno E_{ae}
- Sforzi d'inerzia globale $E_i = E_{im}$ (massiccio) + E_{ir} (terreno sopra il massiccio)
- Variazioni dinamiche dei pesi propri $dW = dW_m$ (massiccio) + dW_r (terreno sopra il massiccio)

Ad ognuna delle combinazioni di carico studiate nel caso sismico corrispondono due sottocasi:

- +dW : accelerazione verticale diretta verso il basso
- dW : accelerazione verticale diretta verso l'alto.

STABILITA' ESTERNA

I calcoli sono eseguiti sulla larghezza di 1 metro.

STATO LIMITE DI STABILITA' ESTERNA

Stabilità esterna - Punzonamento

Per ogni combinazione di carico considerata, il programma calcola:

- R_v ed R_h , Risultanti delle forze verticali ed orizzontali (in kN/m),
- M_s ed M_r , Momento stabilizzante e momento ribaltante (in kNm/m),
- $q_{ref.}$, pressione di riferimento di Meyerhof esercitata sulla base (in kPa),
- $2.x$, larghezza su cui si applica la pressione pari a due volte l'eccentricità.

La verifica a punzonamento è soddisfatta se:

$$q_{ref.} \leq \frac{q_{fu}}{\gamma_{mq}}$$

in cui q_{fu} è il valore della pressione limite ultima che tiene conto delle caratteristiche del terreno di fondazione e dell'inclinazione della risultante delle forze, la cui tangente ha il valore R_h/R_v .

Viene inoltre eseguita la verifica sulla condizione di interrimento minimo della fondazione che confronta l'interrimento reale previsto dal progetto con quanto richiesto dalle normative AFNOR NFP 94-270 ed indica se tale verifica è soddisfatta.

Stabilità esterna – Slittamento e Ribaltamento

Per ogni combinazione di carico considerata (la combinazione 3 non viene considerata poiché viene utilizzata solo per la valutazione dei cedimenti), il programma calcola il Fattore di sovradimensionamento nei confronti dello slittamento sul piano di fondazione, Γ , dato da :

$$\Gamma = \frac{R_v \times \frac{\tan \phi}{\gamma_{m\phi}} + \frac{c}{\gamma_{mc}} \times L}{R_h}$$

in cui ϕ e c sono alternativamente l'angolo di attrito interno e la coesione del materiale costituente il massiccio in terra rinforzata (per garantirsi contro lo slittamento all'interno della struttura) o del terreno costituente la fondazione (per garantirsi contro lo slittamento all'interno di quest'ultimo). I valori riportati dal tabulato sono già divisi per il fattore di sicurezza γ_R .

Il programma calcola anche per ogni combinazione di carico considerata, i valori minimi dell'angolo di attrito interno e della coesione al contatto tra terreno costituente la fondazione e massiccio in Terra Armata (entrambi considerati o puramente attritivi o puramente coesivi).

Il Fattore di sovradimensionamento nei confronti del ribaltamento, viene dato poichè garantisce comunque che le deformazioni saranno limitate. I valori riportati dal tabulato sono già divisi per l'opportuno fattore di sicurezza γ_R ovvero è sufficiente che siano uguali a 1 perchè la sicurezza al ribaltamento sia verificata con un fattore di sicurezza pari a al fattore di sicurezza utilizzato.

STABILITÀ INTERNA

A pagina 4 e 5 del tabulato sono riportate informazioni e dati relativi alle verifiche della tensione e dell'aderenza delle armature (stabilità interna) nella sezione. La larghezza di calcolo dipende dalla tipologia del paramento.

STATO LIMITE DI STABILITÀ INTERNA

Stabilità interna – Rottura dei rinforzi (fattori di sovradimensionamento)

Il programma, per ogni livello di rinforzo e per ogni condizione di carico, calcola la tensione massima T_{max} agente, e la tensione all'attacco tra rinforzo e paramento T_o , ottenuta come percentuale di T_{max} in funzione della flessibilità del paramento stesso, e le confronta con le trazioni che provocano, nelle stesse sezioni, la rottura del rinforzo, ottenendo i fattori di sovradimensionamento dei rinforzi nei confronti della rottura.

La tabella presenta i risultati del calcolo. Le relative colonne danno, per ogni livello di rinforzo:

Colonna 1 : il numero di riferimento del livello di rinforzo considerato.

Colonna 2 : la combinazione di carico considerata.

Colonna 3: la sua profondità z (in m) rispetto alla testa del muro.

Colonna 4: la lunghezza dei rinforzi al livello considerato

Colonna 5 : s_v , la distanza verticale tra livelli di rinforzi adiacenti

Colonna 6 : il valore di k , coefficiente di spinta, calcolato secondo il seguente diagramma (Annex E paragrafo E.2.3.3 della Norma AFNOR NF P 94-270)

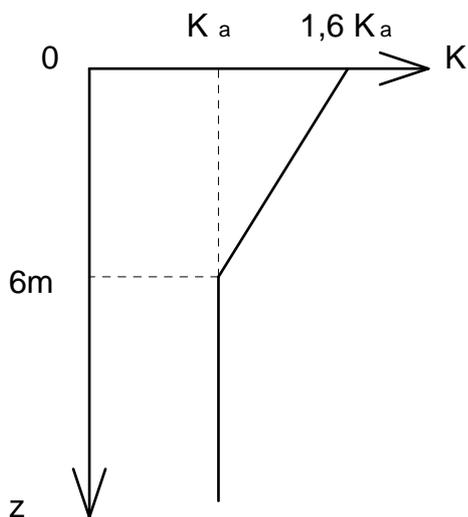


FIG. 1

. Colonna 7 : il tipo di rinforzo

Colonna 8: N° , il numero di rinforzi presenti al livello considerato, nella larghezza di calcolo.

poi, per ogni strato e per ogni condizione di carico:

Colonna 9: σ_{vi}

Colonna 10 : σ_{hi} , la tensione orizzontale $\sigma_{hi} = K_{\sigma v}$

in cui :

K è dato in Colonna 4, e

σ_v è la tensione verticale alla profondità del livello considerato dovuta ai pesi soprastanti ed al momento ribaltante, calcolata secondo Meyerhof.

Colonna 11 : T_{max} (in kN), valore della trazione massima in un rinforzo dello strato.

Colonna 12: T_o (in kN), valore della trazione all' attacco col paramento in un rinforzo dello strato.

Colonna 13: T_r/T_m , valore del rapporto tra la trazione di rottura T_r nella sez. corrente del rinforzo, già divisa per il fattore di sicurezza minimo γ_{mt} , e $T_m = T_{max}$. I valori riportati dal tabulato sono quindi già divisi per γ_{mt} , ovvero e' sufficiente che essi siano uguali a 1 perche' la sicurezza alla rottura sia verificata con un fattore di sicurezza pari a γ_{mt} .

Colonna 14: T_{ro}/T_o , valore del rapporto tra la trazione di rottura T_{ro} nella sez. all'attacco del rinforzo, divisa per il fattore di sicurezza minimo γ_{mt} , e T_o . I valori riportati dal tabulato sono quindi già divisi per γ_{mt} , ovvero e' sufficiente che essi siano uguali a 1 perche' la sicurezza alla rottura sia verificata con un fattore di sicurezza pari a γ_{mt} .

Slittamento dei rinforzi (fattori di sovradimensionamento)

Il programma, per ogni livello di rinforzi e per ogni condizione di carico, calcola la tensione massima T_{max} agente, e la resistenza massima T_f che l' attrito tra rinforzo e terreno circostante puo' mobilitare, e le confronta tra di loro.

La tabella presenta i risultati del calcolo. Le successive colonne danno, per ogni livello di rinforzo:

Colonna 1 : il numero di riferimento del livello di rinforzo considerato.

Colonna 2 : la combinazione di carico considerata.

Colonna 3: la sua profondità z (in m) rispetto alla testa del muro.

Colonna 4: la lunghezza dei rinforzi al livello considerato

Colonna 5 : L_a (in m), lunghezza di aderenza

Colonna 6 : μ^* , coefficiente di attrito apparente tra terreno e armature

Colonna 7 : la profondità H_a (in m), rispetto alla testa del muro, degli strati di rinforzo

Colonna 8 : tipo di rinforzo (determina il valore di f^*)

Colonna 9 : numero di rinforzi nella larghezza di calcolo, per lo strato considerato.

Poi, per ogni strato e per ogni condizione di carico:

Colonna 11 : T_{max} (in kN), valore della trazione massima in un rinforzo dello strato

Colonna 13 : T_f (in kN), valore della resistenza d'attrito per un rinforzo dello strato, divisa per il fattore di sicurezza minimo γ_{mf} . Nel calcolo di T_r la sezione e' inoltre gia' stata ridotta degli spessori sacrificati alla corrosione.

Colonna 14 : T_f/T_m , valore del rapporto tra la resistenza d'attrito T_f nel rinforzo, e T_{max} . I valori riportati dal tabulato sono quindi gia' divisi per γ_{mf} , ovvero e' sufficiente che siano uguali a 1 perche' la sicurezza alla rottura sia verificata con un fattore di sicurezza pari a γ_{mf} .

10.2 MacStars W 3.0

Le analisi di stabilit  globale sono condotte utilizzando il programma MACSTARS W 3.0 che utilizza il modello di analisi di stabilit  su superfici circolari di Bishop.

11. Sezioni oggetto di verifica

La sezione verificata secondo le combinazioni pi  gravose per il dimensionamento, di cui nel seguito si riportano i tabulati di calcolo,  :

- 1) $H_{muro}=7,50$ m

Per le verifiche al ribaltamento invece si rimanda al punto 12, non potendo allegare un output di calcolo, dove   stato indicato il valore minimo ottenuto confrontando i risultati delle singole sezioni verificate. Come si evince la verifica a ribaltamento non risulta determinante al fine del dimensionamento delle opere oggetto della presente relazione, presentando valori molto pi  alti come fattori di sovradimensionamento rispetto a quelli ottenuti per le verifiche di scorrimento che risultano invece le reali dimensionanti.

12. Esito delle Verifiche

12.1 Coefficienti di sovradimensionamento – Valori minimi ottenuti

Nella verifica di stabilità esterna ed interna si definiscono i cosiddetti coefficienti di sovradimensionamento, cioè i rapporti fra le capacità di resistenza della struttura e le azioni agenti sulla struttura stessa. Poiché nel calcolo si introducono sia coefficienti di sicurezza parziali che fattori di amplificazione dei carichi, è sufficiente che i fattori di sovradimensionamento siano maggiori od uguali a 1,00 per garantire la sicurezza nei confronti del criterio considerato. I valori minimi ottenuti nella struttura in oggetto sono riassunti nella Tabella successiva:

Coefficienti di sovradimensionamento – Valori minimi ottenuti					
Stabilità esterna			Stabilità interna		
	Capacità Portante	Scorrimento	Ribaltamento	Rottura Rinforzi	Aderenza Rinforzi
	2,69	1,78	5,42	1,64	1,33
Cond. di Carico	A2_M2_R2 Caso A	A2_M2_R2 Caso B	EQU_M2 Caso A	A1_M1_R1 Caso A	A2_M2_R2 Caso 1s
Cond. da verificare	≥ 1,00	≥ 1,00	≥ 1,00	≥ 1,00	≥ 1,00

Coefficienti di sovradimensionamento minimi

12.2 Pressione di riferimento per il calcolo dei cedimenti in fondazione e Pressione massima

La combinazione di carichi considerata nella condizione di carico C (caso C) delle verifiche permette la valutazione dei cedimenti della fondazione attraverso la determinazione della pressione sulla fondazione che vale nella sezione verificata, circa **230 kPa**.

La pressione massima di riferimento nella medesima sezione vale, circa **168 kPa**.

13. Tabulati di calcolo

PROJECT DETAILS

Project Name	Variante di Abbiategrasso PO01
Project Number	OM6919
Revision	0
Date	11/10/2014
Client	
Analysis Details	Analysis using NTC2008 A1_M1_R1 Reinforcement type Metallic and Panel Type MacRes Square

Load Factors Associated with Wall as per NTC2008 A1_M1_R1

Effect	Load Combination				
	A	B	C	Seismic (Internal)	Seismic (External)
Soil Weight (Structure), YF1G (w)	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Mass of the backfill on the top of reinforced soil wall (Soil Surcharge on top), YF1q (w)	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Soil Thrust behind structure, YF1G (p)	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
Surcharge on top, YF1q (w)	1.50	0.00	0.00	1.00	1.00
Surcharge thrust (behind structure), YF1q (p)	1.50	1.50	0.00	1.00	1.00
Density of reinforced soil fill, Y1	20.00	18.00	20.00	18.00	20.00

Factors as per NTC2008 A1_M1_R1

For soil:-		ULS	SLS
To be applied to $\tan \phi'_s$	f_{ms}	1.00	1.00
To be applied to c'	f_{ms}	1.00	1.00
To be applied to c_u	f_{ms}	1.00	1.00
Partial factor for soil reinf interaction :-			
Pullout resistance to reinf	f_p	1.00	1.00
Partial factor of safety			
Foundation bearing capacity to be applied to q_{ult}	f_{ms}	1.00	1.00
Sliding along base of structure or any horizontal surface where there is soil to soil contact	f_s	1.00	1.00

Input Data

Reinforcement Details

Reinforcement	Type 1					
Reinforcement Grade	50x4Z					
Width of Reinforcement, b	50					
Grade of Steel	500					
Long Term Design Strength, kN	59.58					
Material	S355JO					
LTDS at Connection (kN/m)	44.00					
Rupture Factor (Internal stability)	1.00					

Geometrical Details

Height of wall	7.50
Coping Height	0.14
Given Coping height	0.20
Panel Height	7.31
Depth of embedment	0.50
Mechanical height	7.50
Angle of Crest Slope	0.00
Distance from the face	0.00
Embankment Height	0.00

Geotechnical Details

Soil Type	ϕ' (Deg)	c' (kN/m ²)	γ Max (kN/m ³)	γ Min (kN/m ³)
Reinforced soil fill (r)	30.00	0.00	20.00	18.00
Backfill soil (b)	30.00	0.00	19.00	19.00
Foundation soil (f)	27.00	5.00	19.00	19.00
			Service Life (years)	70
			Seismic Details	
			Max horizontal acceleration	0.023
			Reduction factor of Live Loads	0.20

Loading Details

1	Vertical Loading Detail						
Sr. No.	Loading	Value in kN/m ²	Value in kN/m	Width of Strip (m)	Distance from the face of panel (m)	CG of Strip from edge (m)	
1	Strip Loading	20.00	400.00	20.00	1.50	11.50	
2	Strip Loading	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
3	Strip Loading	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
4	DL	0.00	NA	NA	NA	NA	
5	LL	0.00	NA	NA	NA	NA	

2 Horizontal Loading Detail		
Parameter	Value	
Horizontal Load Intensity (kN/m)	0.00	
Contact Width of footing (m)	0.00	
Distance of footing from face of wall (m)	0.00	
Height of Load from Top of Coping (m), From top of panel if without coping	0.00	
CG of load	0.00	

CROSS SECTION



EXTERNAL STABILITY

Earth Pressure			
Inclination of Earth Pressure (Degrees)			2.86
Earth Pressure Coefficients			
Static	K_{ax}	0.325	Dynamic
	K_{ay}	0.325	
		K_{ax}	0.340
		K_{ay}	0.340

External Stability Check									
Load Case	Rv (kN)	Rh (kN)	Resisting Moment (kN m)	Overturing Moment (kN m)	Eccentricity (e)	FOS Bearing	FOS Sliding		Qref (kPa)
Load Case A	2019.14	312.01	8253.29	866.34	0.91	4.38	3.44		281.34
Load Case B	1245.74	312.01	5747.10	866.34	0.65	8.05	2.18		161.87
Load Case C	1380.10	182.32	6348.69	455.79	0.30	8.52	4.10		164.30
Load Case 1S + dW	1280.43	225.77	5756.06	568.51	0.52	8.33	3.09		160.80
Load Case 1S - dW	1265.58	225.77	5688.22	568.51	0.52	8.41	3.06		159.18
Load Case 2S + dW	1418.35	229.07	6386.37	575.93	0.47	7.68	3.35		176.12
Load Case 2S - dW	1401.86	229.07	6311.00	575.93	0.48	7.75	3.31		174.31

INTERNAL STABILITY CHECK - RUPTURE

Layer	Case	Depth (m)	Length (m)	Sv	k	Strip Type	No. of Tie points	σ_{vi} (kPa)	σ_{hi} (kPa)	Tmax (kN)	To (kN)	Tr/Tm	Tro/Tm
1	A	0.75	9.00	0.94	0.46	1	4	20.15	9.66	15.31	14.29	3.89	3.08
	B							13.94	6.68	11.25	10.54	5.30	4.17
	C							15.49	7.42	11.78	10.99	5.06	4.00
	1S							13.94	6.68	11.50	10.54	5.18	4.17
	2S							15.49	7.42	12.05	10.99	4.94	4.00
2	A	1.14	9.00	0.57	0.47	1	4	30.41	14.25	10.97	10.06	5.43	4.37
	B							21.09	9.88	7.98	7.35	7.47	5.99
	C							23.43	10.98	8.45	7.74	7.05	5.68
	1S							21.09	9.88	8.23	7.35	7.24	5.99
	2S							23.43	10.98	8.73	7.74	6.83	5.68
3	A	1.89	9.00	0.75	0.45	1	4	50.35	22.54	18.66	16.76	3.19	2.63
	B							34.92	15.63	13.39	12.08	4.45	3.64
	C							38.82	17.38	14.38	12.91	4.14	3.41
	1S							34.94	15.64	13.66	12.08	4.36	3.64
	2S							38.82	17.38	14.66	12.91	4.06	3.41
4	A	2.64	9.00	0.75	0.43	1	4	70.04	29.89	22.33	19.81	2.67	2.22
	B							48.56	20.72	15.90	14.15	3.75	3.11
	C							54.05	23.07	17.22	15.27	3.46	2.88
	1S							48.64	20.76	16.18	14.17	3.68	3.11
	2S							54.05	23.07	17.51	15.27	3.40	2.88
5	A	3.39	9.00	0.75	0.41	1	4	90.00	36.54	25.67	22.59	2.32	1.95
	B							62.42	25.34	18.19	16.05	3.27	2.74
	C							69.05	28.03	19.71	17.34	3.02	2.54
	1S							62.15	25.23	18.40	16.00	3.24	2.75
	2S							69.05	28.03	20.00	17.34	2.98	2.54
6	A	4.14	9.00	0.75	0.39	1	4	110.87	42.70	28.80	25.20	2.07	1.75
	B							77.03	29.67	20.36	17.86	2.93	2.46
	C							84.91	32.70	22.07	19.31	2.70	2.28
	1S							76.42	29.43	20.50	17.75	2.91	2.48
	2S							84.91	32.70	22.37	19.31	2.66	2.28
7	A	4.89	9.00	0.75	0.36	1	5	132.18	48.16	25.23	22.40	2.36	1.96
	B							92.03	33.53	17.83	15.95	3.34	2.76
	C							101.17	36.86	19.33	17.26	3.08	2.55
	1S							91.06	33.17	17.95	15.81	3.32	2.78
	2S							101.17	36.86	19.64	17.26	3.03	2.55
8	A	5.64	9.00	0.75	0.34	1	5	153.94	52.87	27.10	24.88	2.20	1.77
	B							107.42	36.90	19.15	17.72	3.11	2.48
	C							117.77	40.45	20.74	19.18	2.87	2.29
	1S							105.99	36.41	19.22	17.52	3.10	2.51
	2S							117.77	40.45	21.07	19.18	2.83	2.29
9	A	6.39	9.00	0.75	0.33	1	6	176.48	58.83	24.69	23.46	2.41	1.88
	B							123.50	41.17	17.46	16.73	3.41	2.63
	C							134.93	44.98	18.89	18.09	3.15	2.43
	1S							121.43	40.48	17.51	16.49	3.40	2.67
	2S							134.93	44.98	19.23	18.09	3.10	2.43
10	A	7.14	9.00	0.74	0.33	1	6	200.16	66.72	27.25	26.79	2.19	1.64
	B							140.59	46.86	19.31	19.16	3.09	2.30
	C							152.91	50.97	20.83	20.66	2.86	2.13
	1S							137.62	45.87	19.26	18.79	3.09	2.34
	2S							152.91	50.97	21.19	20.66	2.81	2.13

INTERNAL STABILITY CHECK - ADHERENCE												
Layer	Case	Depth (m)	Length (m)	Effective Length (m)	μ^*	Strip Type	No. of Reinforcements	Width of rein. (mm)	σ_{vi} (kPa)	Tmax (kN)	Tf (kN)	Tf/Tmax
1	A	0.75	9.00	6.88	1.37	1	4	50	15.00	13.75	19.78	1.44
	B								13.50	13.13	17.80	1.36
	C								15.00	13.74	19.78	1.44
	1S								13.50	13.38	17.80	1.33
	2S								15.00	14.02	19.78	1.41
2	A	1.14	9.00	6.94	1.30	1	4	50	22.70	9.87	24.64	2.50
	B								20.43	9.33	22.18	2.38
	C								22.70	9.88	24.64	2.49
	1S								20.43	9.59	22.18	2.31
	2S								22.70	10.16	24.64	2.42
3	A	1.89	9.00	7.06	1.17	1	4	50	37.70	16.88	31.26	1.85
	B								33.93	15.76	28.14	1.79
	C								37.70	16.90	31.26	1.85
	1S								33.93	16.01	28.14	1.76
	2S								37.70	17.19	31.26	1.82
4	A	2.64	9.00	7.19	1.04	1	4	50	52.70	20.30	39.56	1.95
	B								47.43	18.82	35.60	1.89
	C								52.70	20.35	39.56	1.94
	1S								47.43	19.08	35.60	1.87
	2S								52.70	20.64	39.56	1.92
5	A	3.39	9.00	7.31	0.91	1	4	50	67.70	23.61	45.27	1.92
	B								60.93	21.65	40.75	1.88
	C								67.70	23.54	45.27	1.92
	1S								60.93	21.92	40.75	1.86
	2S								67.70	23.83	45.27	1.90
6	A	4.14	9.00	7.44	0.78	1	4	50	82.70	26.72	48.27	1.81
	B								74.43	24.40	43.44	1.78
	C								82.70	26.62	48.27	1.81
	1S								74.43	24.67	43.44	1.76
	2S								82.70	26.92	48.27	1.79
7	A	4.89	9.00	7.69	0.65	1	5	50	97.70	23.65	49.21	2.08
	B								87.93	21.52	44.29	2.06
	C								97.70	23.55	49.21	2.09
	1S								87.93	21.80	44.29	2.03
	2S								97.70	23.86	49.21	2.06
8	A	5.64	9.00	8.07	0.53	1	5	50	112.70	25.69	47.74	1.86
	B								101.43	23.32	42.96	1.84
	C								112.70	25.56	47.74	1.87
	1S								101.43	23.61	42.96	1.82
	2S								112.70	25.89	47.74	1.84
9	A	6.39	9.00	8.44	0.46	1	6	50	127.70	23.59	49.80	2.11
	B								114.93	21.36	44.82	2.10
	C								127.70	23.46	49.80	2.12
	1S								114.93	21.67	44.82	2.07
	2S								127.70	23.80	49.80	2.09
10	A	7.14	9.00	8.82	0.46	1	6	50	142.70	26.11	58.12	2.23
	B								128.43	23.59	52.30	2.22
	C								142.70	25.95	58.12	2.24
	1S								128.43	23.92	52.30	2.19
	2S								142.70	26.30	58.12	2.21

PROJECT DETAILS

Project Name	Variante di Abbiategrasso PO01
Project Number	OM6919
Revision	0
Date	11/10/2014
Client	
Analysis Details	Analysis using NTC2008 A2_M2_R2 Reinforcement type Metalic and Panel Type MacRes Square

Load Factors Associated with Wall as per NTC2008 A2_M2_R2					
Effect	Load Combination				
	A	B	C	Seismic (Internal)	Seismic (External)
Soil Weight (Structure), YF1G (w)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Mass of the backfill on the top of reinforced soil wall (Soil Surcharge on top), YF1q (w)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Soil Thrust behind structure , YF1G (p)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Surcharge on top , YF1q (w)	1.30	0.00	0.00	1.00	1.00
Surcharge thrust (behind structure) , YF1q (p)	1.30	1.30	0.00	1.00	1.00
Density of reinforced soil fill, Y1	20.00	18.00	20.00	18.00	20.00

Factors as per NTC2008 A2_M2_R2			
For soil:-		ULS	SLS
To be applied to $\tan \phi'_p$	f_{ms}	1.25	1.00
To be applied to c'	f_{ms}	1.25	1.00
To be applied to c_u	f_{ms}	1.25	1.00
Partial factor for soil reinf interaction :-			
Pullout resistance to reinf	f_p	1.00	1.00
Partial factor of safety			
Foundation bearing capacity to be applied to q_{ult}	f_{ms}	1.00	1.00
Sliding along base of structure or any horizontal surface where there is soil to soil contact	f_s	1.00	1.00

Input Data

Reinforcement Details					
Reinforcement	Type 1				
Reinforcement Grade	50x4Z				
Width of Reinforcement, b	50				
Grade of Steel	500				
Long Term Design Strength, kN	59.58				
Material	S355JO				
LTDS at Connection (kN/m)	44.00				
Rupture Factor(Internal stability)	1.00				

Geometrical Details	
Height of wall	7.50
Coping Height	0.14
Given Coping height	0.20
Panel Height	7.31
Depth of embedment	0.50
Mechanical height	7.50
Angle of Crest Slope	0.00
Distance from the face	0.00
Embenkment Height	0.00

Geotechnical Details				
Soil Type	ϕ' (Deg)	c' (kN/m ²)	γ Max (kN/m ³)	γ Min (kN/m ³)
Reinforced soil fill (r)	30.00	0.00	20.00	18.00
Backfill soil (b)	30.00	0.00	19.00	19.00
Foundation soil (f)	27.00	5.00	19.00	19.00
		Service Life (years)		70
		Seismic Details		
		Max horizontal acceleration		0.023
		Reduction factor of Live Loads		0.20

Loading Details

Vertical Loading Detail							
1	Sr. No.	Loading	Value in kN/m ²	Value in kN/m	Width of Strip (m)	Distance from the face of panel (m)	CG of Strip from edge (m)
	1	Strip Loading	20.00	400.00	20.00	1.50	11.50
	2	Strip Loading	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3	Strip Loading	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	4	DL	0.00	NA	NA	NA	NA
	5	LL	0.00	NA	NA	NA	NA

2 Horizontal Loading Detail		
Parameter	Value	
Horizontal Load Intensity (kN/m)	0.00	
Contact Width of footing (m)	0.00	
Distance of footing from face of wall (m)	0.00	
Height of Load from Top of Coping (m), From top of panel if without coping)	0.00	
CG of load	0.00	

CROSS SECTION



EXTERNAL STABILITY

Earth Pressure			
Inclination of Earth Pressure (Degrees)			2.36
Earth Pressure Coefficients			
Static	K_{2x}	0.399	Dynamic
	K_{2y}	0.399	
			K_{2ex} 0.417
			K_{2ey} 0.417

External Stability Check									
Load Case	Rv (kN)	Rh (kN)	Resisting Moment (kN m)	Overturning Moment (kN m)	Eccentricity (e)	FOS Bearing	FOS Sliding		Qref (kPa)
Load Case A	1575.25	304.09	6350.05	852.61	1.08	2.69	2.23		230.31
Load Case B	1243.15	304.09	5723.51	852.61	0.65	4.20	1.78		161.53
Load Case C	1380.25	224.31	6350.05	560.77	0.38	4.28	2.67		167.33
Load Case 1S + dW	1280.58	270.44	5757.43	682.89	0.61	4.16	2.06		164.48
Load Case 1S - dW	1265.73	270.44	5689.59	682.89	0.61	4.20	2.04		162.88
Load Case 2S + dW	1418.50	273.74	6387.74	690.32	0.55	3.85	2.24		179.72
Load Case 2S - dW	1402.01	273.74	6312.37	690.32	0.56	3.88	2.22		177.92

INTERNAL STABILITY CHECK - RUPTURE													
Layer	Case	Depth (m)	Length (m)	Sv	k	Strip Type	No. of Tie points	Ovi (kPa)	Ghi (kPa)	Tmax (kN)	To (kN)	Tr/Tm	Tro/Tm
1	A	0.75	9.00	0.94	0.56	1	4	15.50	8.67	13.75	12.83	4.33	3.43
	B							13.94	7.79	13.13	12.30	4.54	3.58
	C							15.48	8.66	13.74	12.82	4.34	3.43
	1S							13.94	7.79	13.38	12.30	4.45	3.58
	2S							15.48	8.66	14.02	12.82	4.25	3.43
2	A	1.14	9.00	0.57	0.55	1	4	23.38	12.82	9.87	9.05	6.04	4.86
	B							21.07	11.55	9.33	8.60	6.38	5.12
	C							23.42	12.84	9.88	9.06	6.03	4.86
	1S							21.07	11.55	9.59	8.60	6.21	5.12
	2S							23.42	12.84	10.16	9.06	5.86	4.86
3	A	1.89	9.00	0.75	0.53	1	4	38.68	20.38	16.88	15.16	3.53	2.90
	B							34.89	18.38	15.76	14.20	3.78	3.10
	C							38.77	20.42	16.90	15.18	3.52	2.90
	1S							34.89	18.38	16.01	14.20	3.72	3.10
	2S							38.77	20.42	17.19	15.18	3.47	2.90
4	A	2.64	9.00	0.75	0.51	1	4	53.76	27.16	20.30	18.01	2.93	2.44
	B							48.53	24.52	18.82	16.75	3.17	2.63
	C							53.92	27.25	20.35	18.05	2.93	2.44
	1S							48.53	24.52	19.08	16.75	3.12	2.63
	2S							53.92	27.25	20.64	18.05	2.89	2.44
5	A	3.39	9.00	0.75	0.48	1	4	69.48	33.62	23.61	20.77	2.52	2.12
	B							62.30	30.15	21.65	19.11	2.75	2.30
	C							69.22	33.50	23.54	20.71	2.53	2.12
	1S							62.30	30.15	21.92	19.11	2.72	2.30
	2S							69.22	33.50	23.83	20.71	2.50	2.12
6	A	4.14	9.00	0.75	0.46	1	4	85.75	39.65	26.72	23.38	2.23	1.88
	B							76.83	35.53	24.40	21.40	2.44	2.06
	C							85.37	39.48	26.62	23.29	2.24	1.89
	1S							76.83	35.53	24.67	21.40	2.41	2.06
	2S							85.37	39.48	26.92	23.29	2.21	1.89
7	A	4.89	9.00	0.75	0.44	1	5	102.45	45.18	23.65	20.99	2.52	2.10
	B							91.74	40.46	21.52	19.26	2.77	2.28
	C							101.94	44.96	23.55	21.03	2.53	2.09
	1S							91.74	40.46	21.80	19.26	2.73	2.28
	2S							101.94	44.96	23.86	21.03	2.50	2.09
8	A	5.64	9.00	0.75	0.42	1	5	119.62	50.19	25.69	23.58	2.32	1.87
	B							107.06	44.92	23.32	21.59	2.56	2.04
	C							118.95	49.91	25.56	23.64	2.33	1.86
	1S							107.06	44.92	23.61	21.59	2.52	2.04
	2S							118.95	49.91	25.89	23.64	2.30	1.86
9	A	6.39	9.00	0.75	0.41	1	6	137.55	56.27	23.59	22.41	2.53	1.96
	B							123.02	50.33	21.36	20.47	2.79	2.15
	C							136.69	55.92	23.46	22.47	2.54	1.96
	1S							123.02	50.33	21.67	20.47	2.75	2.15
	2S							136.69	55.92	23.80	22.47	2.50	1.96
10	A	7.14	9.00	0.74	0.41	1	6	156.55	64.05	26.11	25.68	2.28	1.71
	B							139.90	57.24	23.59	23.41	2.53	1.88
	C							155.45	63.60	25.95	25.74	2.30	1.71
	1S							139.90	57.24	23.92	23.41	2.49	1.88
	2S							155.45	63.60	26.30	25.74	2.27	1.71

INTERNAL STABILITY CHECK - ADHERENCE												
Layer	Case	Depth (m)	Length (m)	Effective Length (m)	μ^*	Strip Type	No. of Reinforcements	Width of rein. (mm)	Ovi (kPa)	Tmax (kN)	Tf (kN)	Tf/Tmax
1	A	0.75	9.00	6.88	1.37	1	4	50	15.00	13.75	19.78	1.44
	B								13.50	13.13	17.80	1.36
	C								15.00	13.74	19.78	1.44
	1S								13.50	13.38	17.80	1.33
	2S								15.00	14.02	19.78	1.41
2	A	1.14	9.00	6.94	1.30	1	4	50	22.70	9.87	24.64	2.50
	B								20.43	9.33	22.18	2.38
	C								22.70	9.88	24.64	2.49
	1S								20.43	9.59	22.18	2.31
	2S								22.70	10.16	24.64	2.42
3	A	1.89	9.00	7.06	1.17	1	4	50	37.70	16.88	31.26	1.85
	B								33.93	15.76	28.14	1.79
	C								37.70	16.90	31.26	1.85
	1S								33.93	16.01	28.14	1.76
	2S								37.70	17.19	31.26	1.82
4	A	2.64	9.00	7.19	1.04	1	4	50	52.70	20.30	39.56	1.95
	B								47.43	18.82	35.60	1.89
	C								52.70	20.35	39.56	1.94
	1S								47.43	19.08	35.60	1.87
	2S								52.70	20.64	39.56	1.92
5	A	3.39	9.00	7.31	0.91	1	4	50	67.70	23.61	45.27	1.92
	B								60.93	21.65	40.75	1.88
	C								67.70	23.54	45.27	1.92
	1S								60.93	21.92	40.75	1.86
	2S								67.70	23.83	45.27	1.90
6	A	4.14	9.00	7.44	0.78	1	4	50	82.70	26.72	48.27	1.81
	B								74.43	24.40	43.44	1.78
	C								82.70	26.62	48.27	1.81
	1S								74.43	24.67	43.44	1.76
	2S								82.70	26.92	48.27	1.79
7	A	4.89	9.00	7.69	0.65	1	5	50	97.70	23.65	49.21	2.08
	B								87.93	21.52	44.29	2.06
	C								97.70	23.55	49.21	2.09
	1S								87.93	21.80	44.29	2.03
	2S								97.70	23.86	49.21	2.06
8	A	5.64	9.00	8.07	0.53	1	5	50	112.70	25.69	47.74	1.86
	B								101.43	23.32	42.96	1.84
	C								112.70	25.56	47.74	1.87
	1S								101.43	23.61	42.96	1.82
	2S								112.70	25.89	47.74	1.84
9	A	6.39	9.00	8.44	0.46	1	6	50	127.70	23.59	49.80	2.11
	B								114.93	21.36	44.82	2.10
	C								127.70	23.46	49.80	2.12
	1S								114.93	21.67	44.82	2.07
	2S								127.70	23.80	49.80	2.09
10	A	7.14	9.00	8.82	0.46	1	6	50	142.70	26.11	58.12	2.23
	B								128.43	23.59	52.30	2.22
	C								142.70	25.95	58.12	2.24
	1S								128.43	23.92	52.30	2.19
	2S								142.70	26.30	58.12	2.21

MacStARS W – Rel. 3.0

OM

Progetto.....: Variante di Abbiategrasso PO01

Sezione.....: H=7,50m

Località.....:

Pratica.....: OM6919

File.....: H=7,50m Caso Statico

Data.....: 10/11/2014

Verifiche condotte in accordo alla normativa : Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14/01/2008
Verifiche nei confronti dello SLU

SOMMARIO

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI	28
PROFILI STRATIGRAFICI	28
BLOCCHI RINFORZATI	28
Blocco :	28
CARICHI.....	29
PROPRIETA' DEI RINFORZI UTILIZZATI	29
VERIFICHE.....	30
Verifica di stabilità globale : Stabilità Globale	30

Rilevato strutturale - materiale tipo..... : Ghiaia
 Rilevato strutturale..... : RS
 Terreno di riempimento a tergo..... : BF
 Terreno di copertura..... : RS
 Terreno di fondazione..... : FOUND

Rinforzi :

Linear Composites - ParaLink - 100_Seismic

Lunghezza.....[m]..... = 9.00

Muro Segmentato.....[m].....: Altezza..... = 0.75 Larghezza..... = 0.14

Angolo d'attrito muro tra e rinforzo.....[°]..... = 0.00

CARICHI

Pressione : Q

Descrizione : Carico Stradale

Classe : Permanente - sfavorevole

Intensità.....[kN/m²]... = 20.00 Inclinazione.....[°]... = 0.00

Ascissa.....[m] : Da = 21.50 To = 40.00

PROPRIETA' DEI RINFORZI UTILIZZATI

Linear Composites - ParaLink - 100_Seismic

Carico di rottura Nominale.....[kN/m]..... : 100.00

Rapporto di Scorrimento plastico..... : 0.00

Coefficiente di Scorrimento elastico.....[m³/kN]..... : 1.10e-04

Rigidità estensionale.....[kN/m]..... : 0.00

Lunghezza minima di ancoraggio.....[m]..... : 0.15

Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia)..... : 1.24

Coefficiente di sicurezza al Pull-out..... : 1.00

Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia)..... : 1.21

Coefficiente di sicurezza al Pull-out..... : 1.00

Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo)..... : 1.19

Coefficiente di sicurezza al Pull-out : 1.00

Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla)..... : 1.19

Coefficiente di sicurezza al Pull-out..... : 1.00

Coefficiente di interazione rinforzo-rinforzo..... : 0.25

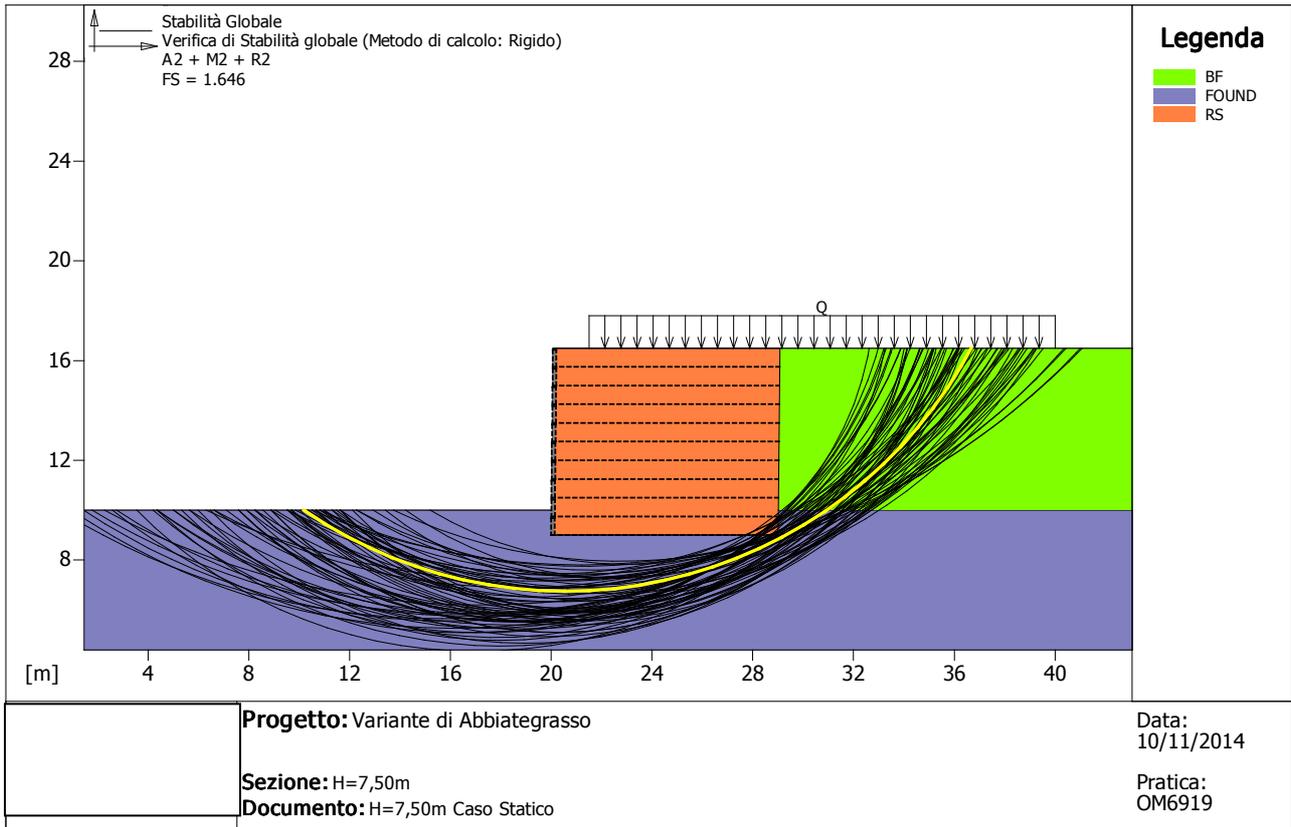
Coefficiente di sfilamento rinforzo-ghiaia..... : 0.90

Coefficiente di sfilamento rinforzo-sabbia..... : 0.90

Coefficiente di sfilamento rinforzo-limo..... : 0.70

Coefficiente di sfilamento rinforzo-argilla..... : 0.40

VERIFICHE



Verifica di stabilità globale : Stabilità Globale

Combinazione di carico : A2 + M2 + R2

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato : 1.646

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
0.00	16.00	32.00	50.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....:		100	
Numero totale superfici di prova.....:		1000	
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....:		1.00	
Angolo limite orario..... [°].....:		0.00	
Angolo limite antiorario..... [°].....:		0.00	

Fattore	Classe
1.00	Permanente - sfavorevole
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.10	Coeff. Parziale R - Stabilità

MacStARS W – Rel. 3.0

OM

Progetto.....: Variante di Abbiategrasso

Sezione.....: H=7,50m

Località.....:

Pratica.....: OM6919

File.....: H=7,500m Caso Sismico

Data.....: 22/10/2014

Verifiche condotte in accordo alla normativa : Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14/01/2008
Verifiche nei confronti dello SLU

SOMMARIO

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI	32
PROFILI STRATIGRAFICI	32
BLOCCHI RINFORZATI	32
Blocco :	32
CARICHI.....	33
PROPRIETA' DEI RINFORZI UTILIZZATI	33
VERIFICHE.....	34
Verifica di stabilità globale : Stabilità Globale	34

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Terreno : BF	Descrizione : Materiale a tergo
Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione.....	[kN/m ²].....: 0.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito.....	[°].....: 30.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....	: 0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³].....: 19.00
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³].....: 19.00
Modulo elastico.....	[kN/m ²].....: 0.00
Coefficiente di Poisson.....	: 0.30

Terreno : FOUND	Descrizione : Materiale in fondazione
Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione.....	[kN/m ²].....: 5.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito.....	[°].....: 27.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....	: 0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³].....: 19.00
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³].....: 19.00
Modulo elastico.....	[kN/m ²].....: 0.00
Coefficiente di Poisson.....	: 0.30

Terreno : RS	Descrizione : Rilevato Strutturale
Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione.....	[kN/m ²].....: 0.00
Angolo d'attrito.....	[°].....: 30.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....	: 0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³].....: 19.00
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³].....: 19.00
Modulo elastico.....	[kN/m ²].....: 0.00
Coefficiente di Poisson.....	: 0.30

PROFILI STRATIGRAFICI

Strato: PC	Descrizione: Piano Campagna						
Terreno : FOUND							
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	10.00	100.00	10.00				

BLOCCHI RINFORZATI

Blocco :							
Dati principali.....	[m].....	: Larghezza.....	=	9.00	Altezza.....	=	7.50
Coordinate Origine.....	[m].....	: Ascissa.....	=	20.00	Ordinata.....	=	9.00
Inclinazione paramento.....	[°].....	: 0.00					

Rilevato strutturale - materiale tipo..... : Ghiaia
 Rilevato strutturale..... : RS
 Terreno di riempimento a tergo..... : BF
 Terreno di copertura..... : RS
 Terreno di fondazione..... : FOUND

Rinforzi :

Linear Composites - ParaLink - 100_Seismic
 Lunghezza.....[m]..... = 9.00
 Muro Segmentato.....[m]..... : Altezza..... = 0.75 Larghezza..... = 0.14
 Angolo d'attrito muro tra e rinforzo.....[°]..... = 0.00

CARICHI

Pressione : Q

Descrizione : Carico Stradale

Classe : Permanente - sfavorevole

Intensità.....[kN/m²]... = 4.00 Inclinazione.....[°]... = 0.00

Ascissa.....[m] : Da = 21.50 To = 40.00

Sisma :

Classe : Sisma

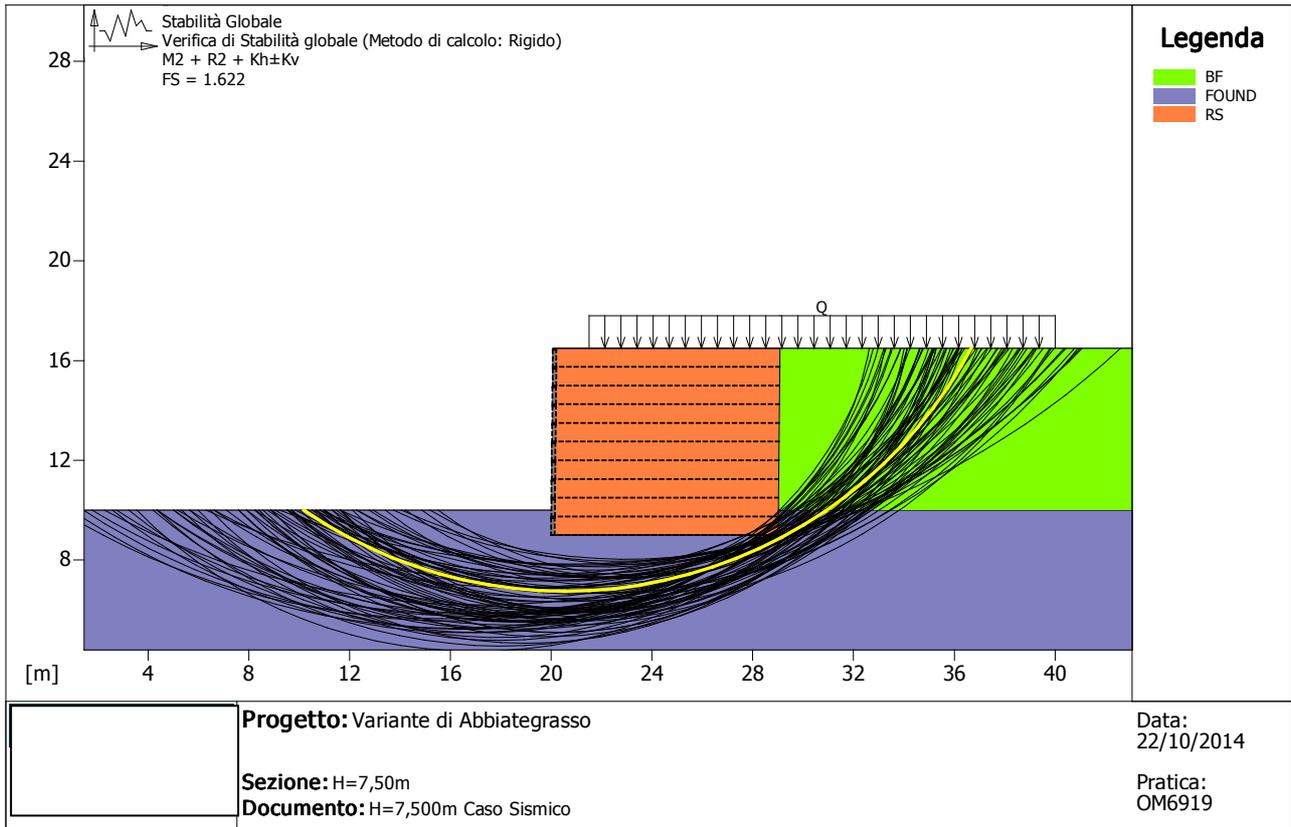
Accelerazione.....[m/s²]..... : Orizzontale..... = 0.16 Verticale..... = 0.08

PROPRIETA' DEI RINFORZI UTILIZZATI

Linear Composites - ParaLink - 100_Seismic

Carico di rottura Nominale.....	[kN/m].....	:	100.00
Rapporto di Scorrimento plastico.....		:	0.00
Coefficiente di Scorrimento elastico.....	[m ³ /kN].....	:	1.10e-04
Rigidezza estensionale.....	[kN/m].....	:	0.00
Lunghezza minima di ancoraggio.....	[m].....	:	0.15
Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia).....		:	1.24
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....		:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia).....		:	1.21
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....		:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo).....		:	1.19
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		:	1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla).....		:	1.19
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....		:	1.00
Coefficiente di interazione rinforzo-rinforzo.....		:	0.25
Coefficiente di sfilamento rinforzo-ghiaia.....		:	0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-sabbia.....		:	0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-limo.....		:	0.70
Coefficiente di sfilamento rinforzo-argilla.....		:	0.40

VERIFICHE



Verifica di stabilità globale : Stabilità Globale

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 1.622

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
0.00	16.00	32.00	50.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....:		100	
Numero totale superfici di prova.....:		1000	
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....:		1.00	
Angolo limite orario..... [°].....:		0.00	
Angolo limite antiorario..... [°].....:		0.00	

Fattore	Classe
1.00	Permanente - sfavorevole
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.10	Coeff. Parziale R - Stabilità