

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte" con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"

LOTTO 4 - Dallo svincolo n. 8 "Francofonte" (compreso) allo svincolo della "Ragusana"(escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA898**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

	Dott. Ing. N. Granieri	Dott. Ing. M. Abram
	Dott. Ing. F. Durastanti	Dott. Ing. F. Pambianco
	Dott. Ing. V. Truffini	Dott. Ing. M. Briganti Botta
	Dott. Arch. A. Bracchini	Dott. Ing. L. Gagliardini
	Dott. Ing. L. Nani	Dott. Geol. G. Cerquiglini

MANDANTI:

	Dott. Ing. G. Guiducci	Dott. Ing. G. Lucibello
	Dott. Ing. A. Signorelli	Dott. Arch. G. Guastella
	Dott. Ing. E. Moscatelli	Dott. Geol. M. Leonardi
	Dott. Ing. A. Bela	Dott. Ing. G. Parente
	Dott. Arch. E. A. E. Crimi	Dott. Ing. L. Ragnacci
	Dott. Ing. M. Panfilì	Dott. Arch. A. Strati
	Dott. Arch. P. Ghirelli	Archeol. M. G. Liseno
	Dott. Ing. D. Pelle	
	Dott. Ing. D. Caraccioli	Dott. Ing. F. Aloe
	Dott. Ing. S. Sacconi	Dott. Ing. A. Salvemini
	Dott. Ing. C. Consorti	
	Dott. Ing. V. Rotisciani	Dott. Ing. G. Verini Supplizi
	Dott. Ing. G. Pulli	Dott. Ing. V. Pionno
	Dott. Ing. F. Macchioni	Geom. C. Sugaroni
	Dott. Ing. P. Agnello	

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini

Ordine dei Geologi della Regione Umbria n° 108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Perugia n° A1373

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:



OPERE D'ARTE MINORI

ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO DAL KM 4+187 AL KM 4+215

Relazione di calcolo spalle, fondazioni e muro provvisorio

CODICE PROGETTO			NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T04OM01STRRE03A			
L0408Z	E	2101	CODICE ELAB. T04OM01STRRE03		A	-
A	Emissione		Giu 2021	P. Castraberte	F. Durastanti	N. Granieri
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

INDICE

1	PREMESSA	5
2	CLASSE D'USO E VITA NOMINALE DELL'OPERA	6
3	CONCEZIONE STRUTTURALE	7
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	10
4.1	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	10
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
5.1	CALCESTRUZZO	11
5.2	ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE	12
5.3	ACCIAIO PER OPERE PROVVISORIALI	12
6	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	13
6.1	STRATIGRAFIA DI CALCOLO	13
6.2	PARAMETRI GEOTECNICI	13
6.3	CARATTERISTICHE DEL TERRENO DEL RILEVATO	13
7	AZIONI DI CALCOLO	14
7.1	PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	14
7.2	PESO DEL TERRENO A MONTE DELL'OPERA	14
7.3	SPINTA STATICA DEL TERRENO A MONTE	14
7.4	INCREMENTO DI SPINTA DOVUTO AL SOVRACCARICO STRADALE	14
7.5	INCREMENTO DI SPINTA SU SPALLA DOVUTO AL SISMA	15
7.6	FORZE DI INERZIA DELLA STRUTTURA E DEL TERRENO AD ESSA SOLIDALE	15
7.7	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO	15
7.8	AZIONE DI FRENAMENTO SUL PARAGHIAIA	18
7.9	URTO DEI VEICOLI IN SVIO	18
8	AZIONE SISMICA (E)	19

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

9	COMBINAZIONE DELLE AZIONI	22
10	CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.	23
	10.1 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI	23
	10.1.1 Verifiche a flessione e pressoflessione	23
	10.1.2 Verifiche a taglio	23
	10.2 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	24
11	CRITERI GENERALI DI VERIFICA GEOTECNICI	25
	11.1 CRITERI DI VERIFICA DELLA PALIFICATA DI FONDAZIONE	25
	11.1.1 Definizione del modello di calcolo	25
	11.1.2 Calcolo della capacità portante dei pali	28
	11.2 CRITERI DI VERIFICA DEL MURO ANDATORE PROVVISORIO	29
	11.2.1 Verifica a ribaltamento	29
	11.2.2 Scorrimento sul piano di posa	29
	11.2.3 Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno	29
12	ANALISI STRUTTURALE: CRITERI GENERALI	31
	12.1 CODICI DI CALCOLO	31
13	VERIFICA DELLE SPALLE	32
	13.1 GEOMETRIA MURO FRONTALE E PARAGHIAIA	32
	13.2 VERIFICHE DEL PARAGHIAIA	35
	13.2.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU/SLV)	35
	13.2.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE/SLD)	39
	13.3 VERIFICA DEL MURO FRONTALE	43
	13.3.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU/SLV)	43
	13.3.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE/SLD)	48
	13.4 VERIFICA PALI DI FONDAZIONE	52

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

13.4.1	Caratteristiche geometriche e meccaniche	52
13.4.2	Azioni di progetto	52
13.4.3	Risultati dell'analisi	54
13.4.4	Verifica di capacità portante dei pali	57
13.4.5	Verifica a carico limite orizzontale.....	61
13.4.6	Riassunto verifiche geotecniche	63
13.4.7	Verifica dei cedimenti massimi	64
13.4.8	Verifica a flessione, testa palo	64
13.4.9	Verifica a taglio, testa palo	65
13.4.10	Verifica a fessurazione – Combinazione SLE frequente.....	66
13.4.11	Verifica a fessurazione – Combinazione SLE quasi permanente	67
14	PLATEA DI FONDAZIONE	69
14.1.1	Platea a monte.....	69
14.1.2	Platea a valle	72
14.2	GEOMETRIA MURO DI RISVOLTO.....	74
14.3	VERIFICA MURO DI RISVOLTO	75
14.3.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU/SLV).....	75
14.3.2	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE/SLD)	81
15	VERIFICA DEI BAGGIOLI.....	85
16	VERIFICA MURO ANDATORE PROVVISORIO.....	88
16.1	VERIFICHE STRUTTURALI	88
16.1.1	Verifiche della mensola	89
16.1.2	Verifiche della soletta	91
16.2	VERIFICHE GEOTECNICHE	93
16.2.1	Verifica al ribaltamento	93

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

16.2.2	Verifica a scorrimento.....	94
16.2.3	Verifica della capacità portante.....	95
16.3	RIASSUNTO FATTORI DI SICUREZZA	96
17	VERIFICA OPERE DI SOSTEGNO PROVVISORIALI	97
18	CONCLUSIONI	101

1 PREMESSA

La presente relazione illustra l'analisi e le verifiche strutturali effettuate per la progettazione delle spalle dell'Attraversamento idraulico al km 3+544 (Lotto 7), previsto nell'ambito dei lavori di collegamento autostradale Ragusa-Catania: ammodernamento a n° 4 corsie della S.S. 514 "Di Chiaromonte" e della S.S. 194 Ragusana dallo svincolo con la S.S. 115 allo svincolo con la S.S. 114.

2 CLASSE D'USO E VITA NOMINALE DELL'OPERA

L'opera in oggetto è progettata per una vita nominale V_N pari a 50 *anni*.

Ai fini del calcolo delle azioni sismiche è stata considerata una classe d'uso IV ("Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico") ai sensi del D.M 17 gennaio 2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 2$.

Pertanto, le azioni sismiche sull'opera vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100$ *anni*.

3 CONCEZIONE STRUTTURALE

L'attraversamento idraulico in oggetto prevede, sul la viabilità principale, due attraversamenti di larghezza carrabile di 14.15m per la carreggiata sinistra e di 9.75m per la carreggiata destra ai quali si aggiunge un impalcato di viabilità secondaria n.91 di larghezza carrabile di 8m.

Gli impalcati sono in semplice appoggio di luce misurata in asse appoggio di 25.00m (dalla progressiva 3+507.24 alla progressiva 3+532.24), vincolati in corrispondenza delle spalle.

La soluzione strutturale prevede, per gli impalcati, l'impiego da 3 a 5 travi a "V" in calcestruzzo armato precompresso con pre-tensione, di altezza pari a 1.50m, collegate tra loro mediante soletta collaborante e traversi gettati in opera in prossimità degli appoggi.

Per quanto riguarda le spalle, la soluzione prevede quanto segue:

- La spalla Sp1 Dx (di prima fase), prevista in sede progettuale come spalla fissa, ospita gli impalcati sia della carreggiata destra che della viabilità secondaria n.91 e presenta un muro frontale di spessore 2.00m ed altezza di 5.07m. Il muro paraghiaia ha un'altezza variabile da 1.85m a 2.35m e spessore di 60cm. I muri di risvolto sono a sezione variabile con inclinazione di 1/10 del paramento interno fino alla sommità, dove si attestano i cordoli stradali per le barriere di sicurezza. La platea di fondazione della spalla Sp1 Dx ha dimensioni 9.40x24.49x2.20m ed è posata su una palificata di n. 21 pali trivellati ϕ 1200 e lunghezza 32m.
- La spalla Sp1 Sx (di seconda fase), prevista in sede progettuale come spalla fissa, ospita l'impalcato della carreggiata sinistra e presenta un muro frontale di spessore 2.00m ed altezza di 5.52m. Il muro paraghiaia ha un'altezza variabile da 2.16m a 2.65m e spessore di 60cm. Tale opera è realizzata a ridosso della spalla Sp1 Dx, pertanto necessita del muro di risvolto unicamente sul lato sx, per sostenere il quarto di cono del rilevato a tergo. Il muro di risvolto presenta una sezione variabile con inclinazione di 1/10 del paramento interno fino alla sommità, dove si attestano i cordoli stradali per le barriere di sicurezza. La platea di fondazione della spalla Sp1 Sx ha dimensioni 9.40x17.50x2.20m ed è posata su una palificata di n. 15 pali trivellati ϕ 1200 e lunghezza 32m.
- La spalla Sp2 Dx (di prima fase), prevista in sede progettuale come spalla mobile, ospita gli impalcati sia della carreggiata destra che della viabilità secondaria n.91 e presenta un muro frontale di spessore 2.00m ed altezza di 4.82m. Il muro paraghiaia ha un'altezza variabile da 1.83m a 2.34m e spessore di 60cm. I muri di risvolto sono a sezione variabile con inclinazione di 1/10 del paramento interno fino alla sommità, dove si attestano i cordoli stradali per le barriere di sicurezza. La platea di fondazione della spalla Sp2 Dx ha dimensioni 9.40x24.50x2.20m ed è posata su una palificata di n. 21 pali trivellati ϕ 1200 e lunghezza 32m.
- La spalla Sp2 Sx (di seconda fase), prevista in sede progettuale come spalla mobile, ospita l'impalcato della carreggiata sinistra e presenta un muro frontale di spessore 2.00m ed altezza di 4.82m. Il muro paraghiaia ha un'altezza variabile da 1.95m a 2.67m e spessore di 60cm. Così come per la spalla Sp1 Sx, la spalla Sp2 Sx presenta un solo muro di risvolto a sezione variabile con inclinazione di 1/10 del paramento interno fino alla sommità, dove si attestano i cordoli stradali per le barriere di sicurezza. La platea di fondazione della spalla Sp2 Sx ha dimensioni 9.40x17.50x2.20m ed è posata su una palificata di n. 15 pali trivellati ϕ 1200 e lunghezza 32m.

In corrispondenza delle spalle Sp1 (fisse) sono previsti appoggi in acciaio e teflon del tipo fisso e unidirezionale trasversale (U_T), mentre per le spalle Sp2 (mobili) sono previsti appoggi in acciaio e teflon del tipo unidirezionale longitudinale (U_L) e multidirezionale (M).

Le seguenti figuremostrano una sezione, la vista frontale e la planimetria della spalla Sp1.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 3.2: Vista frontale spalla Sp1

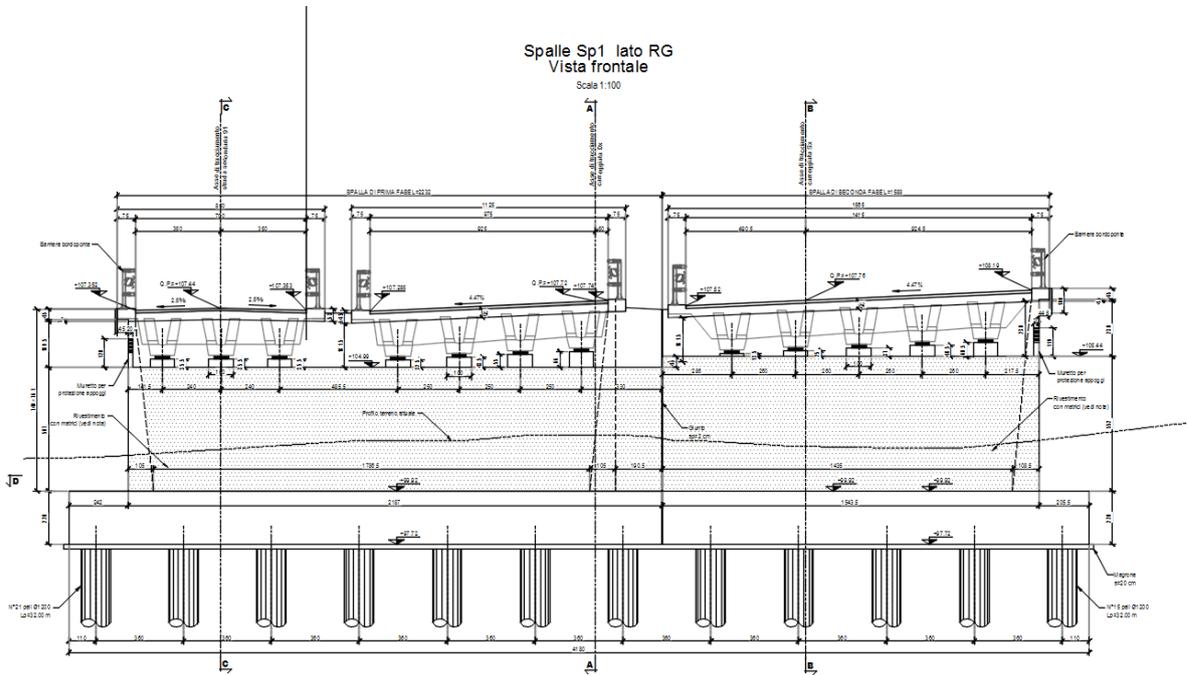
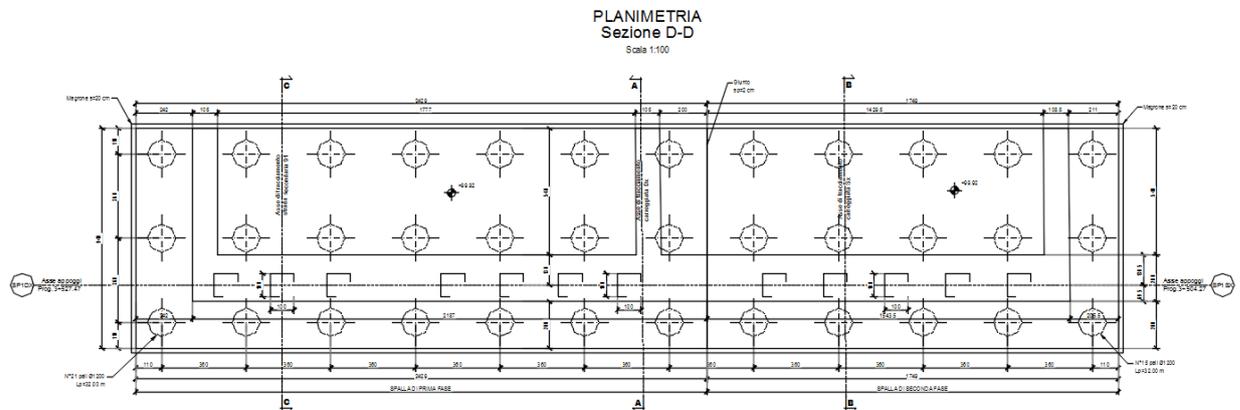


Figura 3.3: Planimetria spalla Sp1



4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica.

D. Min. Infrastrutture 17 gennaio 2018 Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni";

Circolare 21 gennaio 2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione delle "Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"" di cui al D. Min. 17 gennaio 2018;

UNI EN 1992-1-1:2005: "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - parte 1 - Regole generali e regole per edifici";

UNI EN 1998-2:2006: "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti";

UNI EN 206-1:2006, "Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità";

UNI 11104:2004, "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1";

Model Code 1990, CEB-FIP.

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite, con applicazione di coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, variabili in ragione dello stato limite indagato.

4.1 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Per il progetto dell'opera in esame si è fatto riferimento ai seguenti elaborati progettuali:

- Relazione geotecnica;
- Relazione tecnica e di calcolo – Impalcato e pile;
- Profili geotecnici;
- Elaborati grafici.

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle spalle dell'opera in oggetto sono previsti i seguenti materiali:

5.1 CALCESTRUZZO

Tabella 5.1: Caratteristiche del calcestruzzo per magrone

Classe di resistenza minima:	C_{min}	C12/15
------------------------------	-----------	--------

Tabella 5.2: Caratteristiche del calcestruzzo per pali di fondazione

Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI11104 Cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156		Classe di esposizione
		XA2
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C32/40
Classe di consistenza:	S	S4
Dimensione massima aggregati [mm]	D_{max}	25
Classe di contenuto in clouri	Cl	0.20
Copriferro [mm]	c	60

Tabella 5.3: Caratteristiche del calcestruzzo fondazioni spalle e muri d'ala

Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI11104 Cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156		Classe di esposizione
		XA2
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C32/40
Classe di consistenza:	S	S4
Dimensione massima aggregati [mm]	D_{max}	30
Classe di contenuto in clouri	Cl	0.20
Copriferro [mm]	c	40

Tabella 5.4: Caratteristiche del calcestruzzo per elevazione spalle e muri d'ala

Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI11104 Cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156		Classe di esposizione
		XA2
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C32/40
Classe di consistenza:	S	S4
Dimensione massima aggregati [mm]	D_{max}	25
Classe di contenuto in clouri	Cl	0.20
Copriferro [mm]	c	40

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo e per la definizione della classe di resistenza di queste ultime in funzione delle condizioni ambientali, si farà riferimento alle indicazioni contenute nelle norme UNI EN 206-1 ed UNI 11104.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

5.2 ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE

Tabella 5.5: Caratteristiche dell'acciaio per armatura ordinaria

Acciaio in barre ad aderenza migliorata tipo B450C controllato in stabilimento		
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq 450N/mm^2$
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	$\geq 540N/mm^2$

5.3 ACCIAIO PER OPERE PROVVISORIALI

Tabella 5.6: Caratteristiche dell'acciaio per le opere provvisoriali

Acciaio tipo S275 controllato in stabilimento		
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq 275N/mm^2$
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	$\geq 430N/mm^2$

6 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Nel presente paragrafo si riporta il modello geotecnico utilizzato per il calcolo delle palificate di fondazione delle spalle dell'Attraverso idraulico al km 3+544.

6.1 STRATIGRAFIA DI CALCOLO

Secondo quanto riportato negli elaborati geotecnici, le stratigrafie assunte per i calcoli delle opere fondazionali delle spalle sono illustrate nelle tabelle seguenti

Tabella 6.1: Stratigrafie di calcolo – Attraversamento idraulico al km 3+544

Litotipi	Spessori Litotipi	
a (grana grossa)	(m)	1
Qa1	(m)	25
Qa2	(m)	> 10

La falda è posta a 20m dal p.c. e l'intradosso della platea di fondazione si trova a 5m dal p.c., per questo motivo nei calcoli verranno considerati solo gli strati sottostanti Qa1 e Qa2.

6.2 PARAMETRI GEOTECNICI

Nella tabella seguente si riportano i parametri geotecnici caratteristici dei litotipi interessati dal manufatto in esame, assunti in sede di calcolo delle opere fondazionali.

Tabella 6.2: Parametri geotecnici di calcolo

Litotipi	Parametri geotecnici di calcolo			
	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [°]	c_u [kPa]
a (grana grossa)	19	0	38	-
Qa1	17	10	25	150
Qa2	17	10	25	200

6.3 CARATTERISTICHE DEL TERRENO DEL RILEVATO

Il rilevato stradale sarà composto da terreno con le seguenti caratteristiche

Tabella 6.3: Parametri geotecnici terreno rilevato

Litotipi	Parametri geotecnici di calcolo			
	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [°]	c_u [kPa]
Terreno rilevato	19	0	35	-

L'angolo di attrito tra il muro e il terreno viene posto pari a $\delta = 0.667 \cdot \varphi'$

7 AZIONI DI CALCOLO

Il calcolo degli elementi delle spalle è stato condotto tenendo conto delle seguenti azioni agenti sull'opera:

- Peso proprio della struttura;
- Peso del terreno a monte dell'opera;
- Spinte del terreno a monte dell'opera;
- Spinta dovuta al sovraccarico stradale;
- Incremento di spinta sismica del terreno a tergo della spalla;
- Forze di inerzia della struttura e del terreno solidale con l'opera;
- Azioni trasmesse dall'impalcato;
- Forza di frenamento (per il calcolo locale del paraghiaia);
- Azione dei veicoli in svio (per il calcolo dei muri di risvolto).

7.1 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Sono considerati i seguenti pesi specifici dei materiali:

Tabella 7.1: Peso proprio della struttura

Peso specifico calcestruzzo	γ_{cls}	25 kN/m³
-----------------------------	----------------	----------------------------

7.2 PESO DEL TERRENO A MONTE DELL'OPERA

Il terreno preso in considerazione è quello gravante sulla platea di fondazione a monte, costituito dal rilevato stradale:

Tabella 7.2: Peso del terreno a monte dell'opera

Peso specifico terreno rilevato	γ_t	19 kN/m³
---------------------------------	------------	----------------------------

7.3 SPINTA STATICA DEL TERRENO A MONTE

L'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sulla spalla dipendono dallo spostamento relativo che lo stesso può subire. Avendo previsto una platea su pali, si può considerare che le deformazioni del terreno siano impedito dalla struttura che non cede in nessun punto; per questo motivo la pressione esercitata è una spinta a riposo espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_0$$

K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo di Coulomb e vale:

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\varphi')$$

Dove φ' è l'angolo di attrito interno del terreno.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto; il punto di applicazione della risultante si trova quindi in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 \cdot H$ rispetto alla base della platea).

7.4 INCREMENTO DI SPINTA DOVUTO AL SOVRACCARICO STRADALE

La presenza di un sovraccarico stradale uniformemente distribuito sul rilevato comporta un'ulteriore spinta sulla spalla risultante da un diagramma delle pressioni costante con la profondità.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Intendendo per q il sovraccarico per metro lineare di proiezione orizzontale del valore di 20 kN/m^3 , la spinta in esame vale:

$$S_q = q \cdot H \cdot K_0$$

7.5 INCREMENTO DI SPINTA SU SPALLA DOVUTO AL SISMA

In condizioni sismiche l'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sulla spalla dipendono dall'intensità del sisma, dalla risposta locale del terreno di fondazione dalla deformabilità dell'opera.

Il D.M. Infrastrutture 17/01/2018 consente l'utilizzo di metodi pseudo-statici per il calcolo dell'incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma. Il metodo applicato in sede di progettazione è quello di Mononobe-Okabe, basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno soggetto alle forze indotte dal sisma, ipotizzando che l'opera possa subire movimenti tali da produrre nel terreno retrostante un regime di spinta attiva e che il terreno interno al cuneo di spinta si comporti come un corpo rigido.

La spinta sismica (statica + dinamica) vale:

$$S_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K'_a$$

Dove, se $\beta \leq \varphi' - \theta$

$$K'_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i - \psi)}{\cos(\beta + \delta + \theta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

Altrimenti, se $\beta > \varphi' - \theta$

$$K'_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta + \theta)}$$

Nelle relazioni sopra elencate, i simboli hanno i seguenti significati:

- β = angolo tra l'intradosso della parete e la verticale;
- θ = angolo definito come $\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$

I valori di k_h e k_v sono esplicitati nel capitolo dedicato all'azione sismica.

La normativa prescrive di applicare separatamente la spinta statica da quella dinamica, quest'ultima valutata come incremento di spinta. Per valutare tale incremento, si calcola la differenza tra la spinta sismica totale e la spinta statica attiva ($\Delta S_d = S_s - S_a$) e questo valore si applica attraverso un diagramma delle pressioni del terreno costante, per cui il punto di applicazione si trova in corrispondenza a $0.5 \cdot H$.

7.6 FORZE DI INERZIA DELLA STRUTTURA E DEL TERRENO AD ESSA SOLIDALE

In presenza di sisma, l'opera è soggetta alle forze di inerzia della parete e del terreno a monte solidale con la stessa, ovvero quella porzione di terreno posta al di sopra della platea di fondazione. L'intensità delle forze di inerzia è pari a $F_h = k_h \cdot W$ e $F_v = \pm k_v \cdot W$ rispettivamente per la componente orizzontale e per quella verticale (W è il peso dell'elemento considerato).

7.7 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

Le caratteristiche di sollecitazione, agenti sulle sottostrutture, per ognuno dei casi di carico elementari considerati, sono riportate nelle tabelle presenti in questo paragrafo. La terna di assi di

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

riferimento per le sollecitazioni è costituita da x nella direzione dell'asse longitudinale dell'impalcato, da y disposto trasversalmente all'impalcato e da z verticale positivo verso l'alto.

I calcoli delle due spalle sono stati condotti con due distinti modelli di calcolo, per cui nell'identificazione dei casi elementari di carico si adottano tipologie distinte.

Per la spalla Sp1 Dx si ha:

- G1: peso proprio dei componenti strutturali;
- G2: peso proprio dei carichi portati;
- Q3: azioni variabili da frenatura;
- Q5SCAR: azioni da vento con impalcato a vuoto;
- Q5CAR: azioni da vento con impalcato carico;
- Q7: resistenze parassite dei vincoli;
- Q8: azioni eccezionali da urto;
- SX-PR-SLV(RS): azione sismica di progetto longitudinale;
- SY-PR-SLV(RS): azione sismica di progetto trasversale;
- SZ-PR-SLV(RS): azione sismica di progetto verticale;
- MOB_K Fz (max): azioni da traffico caratteristiche con Fz massimo e associati;
- MOB_K Mx (max): azioni da traffico caratteristiche con Mx massimo e associati;
- MOB_FreqFz (max): azioni da traffico frequenti con Fz massimo e associati;
- MOB_FreqMx (max): azioni da traffico frequenti con M massimo e associati.

Per la spalla Sp1 Sx si ha:

- DLACC: peso proprio della struttura in acciaio;
- DLSOL: peso proprio della soletta;
- SDL: peso proprio dei carichi portati;
- FREN: azioni variabili da frenatura;
- VENTOS: azioni da vento con impalcato a vuoto;
- VENTOC: azioni da vento con impalcato carico;
- ATTR: attrito;
- TS: azioni da traffico tandem;
- UDL: azioni da traffico uniforme;
- Sisma X - Max: azione sismica massima in direzione X;
- Sisma Y - Max: azione sismica massima in direzione Y;
- Sisma Z - Max: azione sismica massima in direzione Z.

Sulla spalla Sp1 Dx gravano due impalcati in c.a.p., il primo impalcato è composto da 4 travi (viabilità principale, carreggiata dx) mentre il secondo è composto da 3 travi (viabilità secondaria n.91). Sulla spalla Sp1 Sx, invece, grava un unico impalcato composto da 5 travi (viabilità principale, carreggiata sx).

Le tabelle seguenti riportano le sollecitazioni elementari, riferite all'intradosso delle travi di impalcato. Come si può notare, non sono forniti i valori relativi al sisma agli Stati Limite di Danno; per poter applicare gli stati limite di esercizio si scalano le reazioni agli SLV per un valore dato dal rapporto tra le accelerazioni di picco agli SLD e agli SLV (~3).

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 7.3: Spalla Sp1 Dx – Azioni elementari impalcato a 4 travi

Carico	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
G1	0.00	0.00	-2541.85	0.00	0.00
G2	0.00	0.00	-615.44	0.00	0.00
Q3	431.82	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5SCAR	0.00	29.89	0.00	-29.15	0.00
Q5CAR	0.00	75.88	0.00	-187.81	0.00
Q7	94.72	0.00	0.00	0.00	0.00
Q8_S1	0.00	600.00	-200.00	-2788.50	0.00
Q8_S2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SX-PR-SLV(RS)	3969.17	0.00	0.00	0.00	0.00
SY-PR-SLV(RS)	0.00	1984.58	0.00	-2976.87	0.00
SZ-PR-SLV(RS)	0.00	0.00	2423.01	0.00	0.00
MOB_K Fz (max)	0.00	0.00	-1819.60	2920.31	0.00
MOB_K Mx (max)	0.00	0.00	-1480.45	3819.27	0.00
MOB_Freq Fz (max)	0.00	0.00	-1139.20	1805.94	0.00
MOB_Freq Mx (max)	0.00	0.00	-933.54	2334.04	0.00

Tabella 7.4: Spalla Sp1 Dx – Azioni elementari impalcato a 3 travi

Carico	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
G1	0.00	0.00	-1737.99	0.00	0.00
G2	0.00	0.00	-485.95	0.00	0.00
Q3	431.82	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5SCAR	0.00	29.89	0.00	-29.15	0.00
Q5CAR	0.00	75.88	0.00	-187.81	0.00
Q7	66.72	0.00	0.00	0.00	0.00
Q8_S1	0.00	600.00	-200.00	-2470.00	0.00
Q8_S2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SX-PR-SLV(RS)	2795.82	0.00	0.00	0.00	0.00
SY-PR-SLV(RS)	0.00	1397.91	0.00	-2096.86	0.00
SZ-PR-SLV(RS)	0.00	0.00	1706.73	0.00	0.00
MOB_K Fz (max)	0.00	0.00	-1513.70	1361.90	0.00
MOB_K Mx (max)	0.00	0.00	-980.70	1961.40	0.00
MOB_Freq Fz (max)	0.00	0.00	-946.84	807.48	0.00
MOB_Freq Mx (max)	0.00	0.00	-593.64	1187.28	0.00

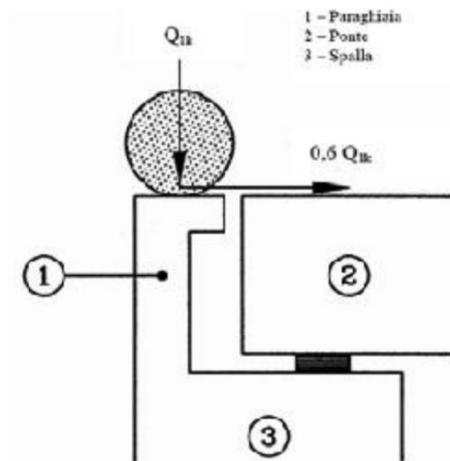
Tabella 7.5: Spalla Sp1 Sx – Azioni elementari impalcato a 5 travi

CdC	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
DLACC	0.0	0.0	-1444.1	0.0	0.0
DLSOL	0.0	0.0	-1467.9	6.9	0.0
SDL	0.0	0.0	-692.9	3.5	0.0
VENTOC	0.0	81.2	0.0	-217.2	0.0
VENTOS	0.0	59.2	0.0	-115.4	0.0
FREN	427.5	0.0	0.0	0.0	0.0
ATTR	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
TS_1	0.0	0.0	-1187.0	1197.8	0.0
TS_2	0.0	0.0	-989.2	4048.5	0.0
UDL_1	0.0	0.0	-724.9	666.9	0.0
UDL_2	0.0	0.0	-455.7	2245.8	0.0
Sisma X - Max	3964.2	0.0	0.0	0.0	396.4
Sisma Y - Max	0.0	1786.3	0.0	-1992.7	0.0
Sisma Z - Max	0.0	0.0	1227.9	0.0	0.0

7.8 AZIONE DI FRENAMENTO SUL PARAGHIAIA

La circolare 21/01/2019, al paragrafo C5.1.3.3.5.2, definisce che per il calcolo dei muri paraghiaia si deve considerare un'azione orizzontale longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro paraghiaia. Il valore caratteristico di tale azione deve essere uguale al 60% del carico asse Q_{1k} , pertanto si considera un carico orizzontale di $180kN$ concomitante con un carico verticale di $300kN$.

Figura 7.6: Azione di frenamento sul paraghiaia



7.9 URTO DEI VEICOLI IN SVIO

Per determinare le azioni locali derivanti dall'urto sulla barriera occorre partire dal sistema di ancoraggio della barriera. La barriera presa a riferimento è costituita in acciaio S275 con elementi longitudinali a doppia onda, dissipatori e montanti a $U 140x70x7$ con piastra di base dello spessore di $15 mm$, posti ad interasse longitudinale di $1.333 m$ ed ancorati alla struttura tramite tirafondi.

Le azioni massime che tale barriera trasmette al cordolo sottostante si valutano dalla plasticizzazione della sezione di base dei montanti. Il momento di plasticizzazione della sezione di base si calcola come prodotto del modulo plastico per la tensione di snervamento del materiale, cioè:

$$M_p = w_p \cdot f_y = 24.34 \text{ kNm}$$

dove $w_p = 88.52 \text{ cm}^3$ nel caso di un profilo a $U 140x70x7$ e $f_y = 275 \text{ MPa}$ per l'acciaio S275.

A questo punto il valore del taglio plastico V_p agente alla base, corrispondente alla massima forza orizzontale sopportabile dal montante, viene calcolato dividendo il momento M_p trovato per l'altezza di applicazione della forza, che risulta pari al baricentro delle aree degli elementi longitudinali della barriera a circa 78.3 cm dalla base del montante subito al di sopra del fazzoletto di rinforzo.

$$V_p = \frac{M_p}{h} = \frac{24.43}{0.783} = 31.20 \text{ kN}$$

Le azioni V_p e M_p si considerano come valori in esercizio per il cordolo e devono essere moltiplicati per 1.50 al fine di ottenere i carichi di progetto per la struttura ai sensi del paragrafo 4.7.3.3 delle EN 1991-2 (così come modificato dagli annessi nazionali).

L'azione di calcolo sarà quindi uguale a:

$$V_{pd} = V_p \cdot 1.5 = 46.64 \text{ kN}$$

Applicata orizzontalmente ad un'altezza di 78.3 cm dalla testa del muro di risvolto.

8 AZIONE SISMICA (E)

L'opera in oggetto è progettata per una vita nominale V_N pari a 50 anni e considerando una classe d'uso IV ("Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico") ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 2$.

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e per lo Stato Limite di Danno. Il periodo di ritorno di tali stati limite - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento precedentemente definiti - sono rispettivamente di 949 anni e 101 anni.

Conformemente a quanto prescritto dall'Aggiornamento delle Norme Tecniche, è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste. Tale pericolosità sismica è descritta, in termini geografici e temporali, attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (accelerazione attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ sono definite in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} .

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

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

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Nella tabella seguente sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

Tabella 8.1: Parametri per la definizione dell'azione sismica di progetto

Latitudine:	37°.2405							
Longitudine:	14°.8965							
Stato limite	V_N [anni]	C_U	V_R [anni]	T_R [anni]	a_g [g]	F_0	F_V	T_C^* [s]
SLO	50	2	100	60	0.077	2.494	0.937	0.275
SLD	50	2	100	101	0.110	2.331	1.046	0.306
SLV	50	2	100	949	0.390	2.333	1.967	0.472
SLC	50	2	100	1950	0.550	2.336	2.339	0.531

In quest'ultima V_N è la vita nominale dell'opera; C_U è il coefficiente relativo alla classe d'uso; V_R è il periodo di riferimento per l'azione sismica; T_R è il periodo di ritorno associato alla probabilità di non

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

superamento dello stato limite della salvaguardia della vita; a_g è la massima accelerazione riferita a quella di gravità attesa sul sito su suolo di riferimento; F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; F_V è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale; T_C^* è il periodo, espresso in secondi, corrispondente alla fine del tratto orizzontale dello spettro su suolo di riferimento.

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nella tabella seguente.

Tabella 8.2: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale

Categoria suolo = B								
Stato limite	Suolo	S_S	S_T	S	C_C	T_B	T_C	T_D
SLO	B	1.20	1.00	1.20	1.424	0.131	0.392	1.910
SLD	B	1.20	1.00	1.20	1.394	0.142	0.427	2.042
SLV	B	1.04	1.00	1.04	1.278	0.201	0.603	3.160
SLC	B	1.00	1.00	1.00	1.248	0.221	0.663	3.802

In quest'ultima S_S ed S_T sono rispettivamente i fattori di amplificazione stratigrafica e topografica concorrenti alla determinazione del fattore di amplificazione S ; C_C è il coefficiente che modifica il valore del periodo T_C^* ; T_B è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro della componente orizzontale; T_C è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro della componente orizzontale; T_D è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro della componente orizzontale. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{se} \quad 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad \text{se} \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se} \quad T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{se} \quad T_D \leq T$$

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente verticale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nella tabella seguente.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 8.3: Parametri per la definizione dello spettro elastico verticale

Stato limite	Suolo	S_s	S_T	S	C_c	T_B	T_C	T_D
SLO	B	1.00	1.00	1.00	1.424	0.050	0.150	1.000
SLD	B	1.00	1.00	1.00	1.394	0.050	0.150	1.000
SLV	B	1.00	1.00	1.00	1.278	0.050	0.150	1.000
SLC	B	1.00	1.00	1.00	1.248	0.050	0.150	1.000

In quest'ultima S_s ed S_T sono rispettivamente il fattori di amplificazione stratigrafica e topografica concorrenti alla determinazione del fattore di amplificazione S ; T_B è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro della componente verticale; T_C è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro della componente verticale; T_D è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro della componente verticale. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{se} \quad 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \quad \text{se} \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se} \quad T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{se} \quad T_D \leq T$$

Come descritto nel capitolo precedente, l'azione sismica è applicata tramite metodi quasi statici per mezzo dei coefficienti k_h e k_v definiti come:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \text{ è il coefficiente di spinta sismica orizzontale;}$$

$$k_v = 0.5 \cdot k_h \text{ è il coefficiente di spinta sismica verticale;}$$

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g è l'accelerazione di gravità;

β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Quest'ultimo parametro, nel caso di muri di sostegno e spalle che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, assume valore unitario.

Alla luce dei dati presentati in questo capitolo si definiscono i seguenti coefficienti:

$$k_h = 0.404 \text{ e } k_v = 0.202 \text{ agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita SLV;}$$

$$k_h = 0.114 \text{ e } k_v = 0.057 \text{ agli Stati Limite di Danno SLD;}$$

9 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche agli stati limite, la combinazione delle azioni è effettuata secondo quanto disposto dal D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018.

In particolare, si fa riferimento alle seguenti combinazioni:

- Combinazione fondamentale (SLU):

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

- Combinazione sismica:

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

- Combinazione eccezionale:

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

- Combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

- Combinazione Frequente (SLE reversibile):

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

- Combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

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

I coefficienti di combinazione sono esplicitati nei capitoli di verifica dei singoli elementi strutturali.

10 CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Il presente paragrafo illustra nel dettaglio i criteri generali di verifica adottati per le verifiche strutturali condotte. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- Verifiche per gli Stati Limite Ultimi a presso-flessione ed a taglio;
- Verifiche per gli Stati Limite di Esercizio per la fessurazione.

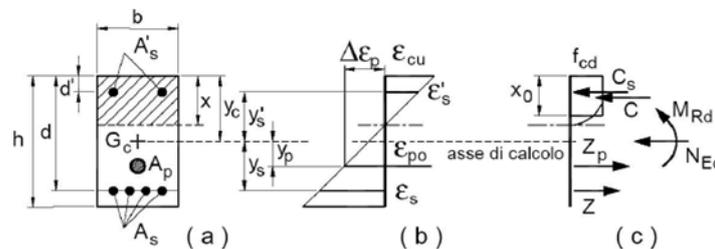
10.1 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

10.1.1 Verifiche a flessione e pressoflessione

La verifica alle sollecitazioni che provocano tensioni normali (sforzo normale, flessione semplice e flessione composta) è stata fatta con uno specifico programma in cui, inserendo le caratteristiche geometriche della sezione, delle armature e delle sollecitazioni desunte dai precitati tabulati di calcolo, si ottiene, per i materiali ipotizzati, il momento resistente che dovrà risultare maggiore del momento agente.

Con riferimento alla sezione pressoinflessa retta, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli $\sigma - \varepsilon$:

Figura 10.1: Schema verifica a pressoflessione



Le verifiche a pressoflessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza (FS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e la massima agente.

$$FS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \geq 1$$

Le verifiche flessionali agli SLU sono eseguite adottando le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

10.1.2 Verifiche a taglio

Per la verifica di resistenza agli SLU, con riferimento alle sollecitazioni taglianti, deve risultare:

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

$$FS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} \geq 1$$

Si fariferiemnto ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- $V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$,
resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio;
- $V_{Rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg(\alpha) + ctg(\theta)) \cdot \sin \alpha$, valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento;
- $V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot f'_{cd} \cdot \frac{ctg(\alpha) + ctg(\theta)}{1 + ctg^2(\theta)}$, valore di progetto del massimo di sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$, con d espresso in mm;
- $\rho_l = \frac{A_{Sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale;
- A_{Sl} è l'area dell'armatura tesa;
- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$ è la tensione media di compressione della sezione;
- A_c è l'area della sezione in calcestruzzo;
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;
- s è il passo delle staffe;
- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
- α è l'inclinazione dell'armatura resistente a taglio rispetto all'asse dell'elemento;
- θ è l'inclinazione della bielal di calcestruzzo compressa e deve essere $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$

10.2 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per gli Stati Limite di Esercizio occorre verificare che l'ampiezza delle fessure w_k , per gli elementi con armature lente, sia al di sotto del valore limite fissato per le classi di esposizione in oggetto. In particolare, devono essere rispettati i seguenti limiti:

- Combinazione di carico quasi permanente: $w_k = 0.2mm$;
- Combinazione di carico frequente: $w_k = 0.3mm$;

11 CRITERI GENERALI DI VERIFICA GEOTECNICI

Il presente paragrafo illustra nel dettaglio i criteri generali di calcolo adottati per le verifiche geotecniche condotte sulle opere fondazionali dell'attraversamento idraulico.

11.1 CRITERI DI VERIFICA DELLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

Le verifiche geotecniche delle spalle dell'opera constano del dimensionamento geotecnico della palificata di fondazione, in termini di diametro, lunghezza, numero e disposizione dei pali.

In particolare, si esegue la seguente procedura di calcolo:

- Calcolo delle azioni risultanti dalle combinazioni di carico descritte in precedenza (F_x , F_y , F_z , M_x , M_y e M_z) all'intradosso della zattera di fondazione;
- Calcolo delle azioni interne (momento e taglio) dei pali;
- Dimensionamento dei pali ai fini del soddisfacimento delle verifiche di resistenza e di capacità portante degli stessi.

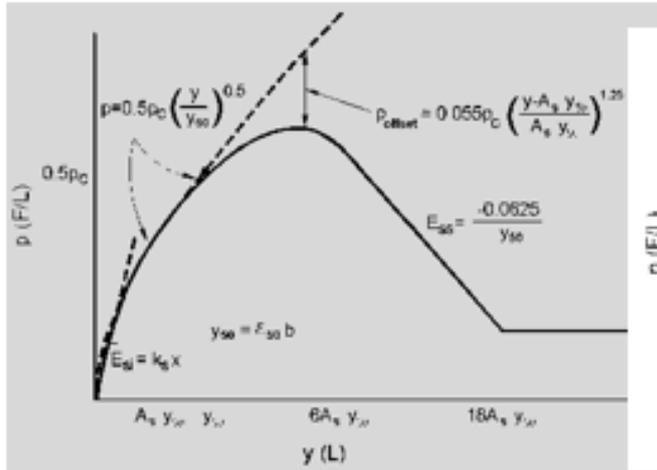
11.1.1 Definizione del modello di calcolo

La verifica strutturale è effettuata tramite il software GROUP. Il programma si basa sul metodo delle curve di trasferimento, note anche come curve t-z, p-y e T-q; tali curve, valutate a partire da prove a scala reale ridotta e da analisi numeriche, esprimono l'andamento della reazione del terreno in funzione degli spostamenti accumulati. Essendo un palo soggetto a carico laterale un problema complesso di interazione struttura-terreno dipendente da molteplici fattori (rigidezza del terreno e della struttura, natura del carico, ecc.) e fortemente non lineare, questo metodo si rivela molto funzionale alla risoluzione del problema. Infatti, esso riassume tutte le variabili in gioco all'interno di una sola curva.

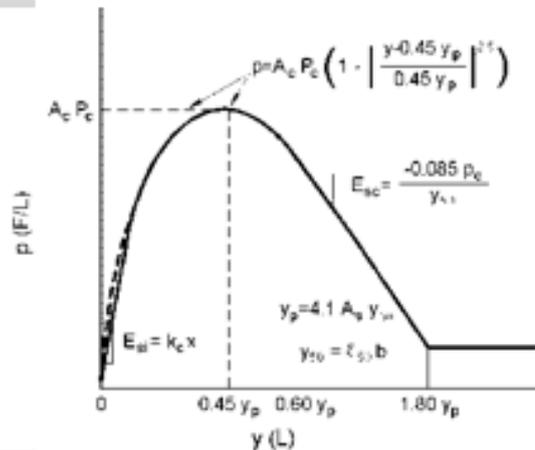
Il programma, utilizzando un database di curve interno, genera delle curve per lo specifico problema in esame e, attraverso un processo iterativo, risolve la risposta del gruppo di pali soddisfacendo congruenza ed equilibrio.

Vista la stratigrafia del problema, i modelli utilizzati sono quello di Reese, Cox e Koop (1975) per le argille dure sotto falda e quello di Reese-Welch (1972) per le argille dure sopra falda, come mostrato dagli schemi seguenti.

Modello Reese, Cox e Koop (1975) per argille dure sotto falda



Carichi statici



Carichi ciclici

$$p_{u1} = (3 c_u D + \sigma' D + 2.83 c_u z)$$

$$p_{u2} = 11 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1 + \tan \delta)$$

$$p_u = \min (p_{u1}; p_{u2})$$

p_u resistenza laterale unitaria ultima

z profondità da p.c.

σ' pressione geostatica verticale efficace alla profondità z

c_u coesione non drenata

D diametro del palo

y spostamento orizzontale

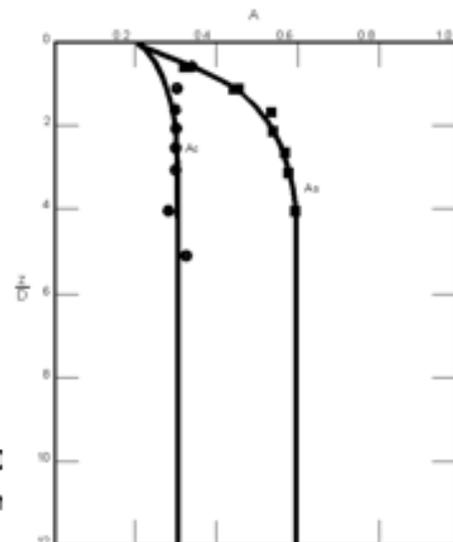
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p=c$

ϵ_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una n pari al 50% della resistenza al taglio

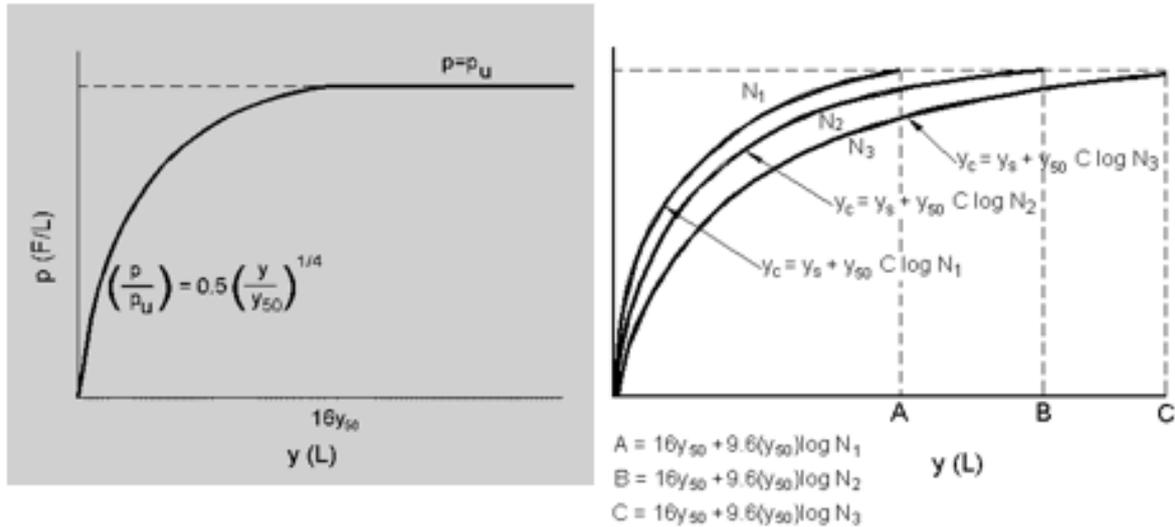
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

A_c parametro empirico



Modello Welch-Reese (1972) e Reese-Welch () per argille dure sopra falda



Carichi statici

$$p_{u1} = [3c_u D + \gamma' D z + 2.83c_u z] \alpha$$

$$p_{u2} = 9 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$$

$$p_u = \min (p_{u1}; p_{u2})$$

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

γ' peso di volume unitario

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

y_{50} spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u (= 2.5 \epsilon_{50} D)$

ϵ_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

K_a pendenza del tratto iniziale della curva

Carichi ciclici

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

11.1.2 Calcolo della capacità portante dei pali

La capacità portante dei pali è valutata seguendo l'approccio proposto da Bustamante e Doix (1985). Essa è calcolata secondo la formula:

$$Q_{amm} = Q_{B,lim} + Q_{L,lim} = q_{lim}A_b + \sum_{i=1}^n (\pi \cdot D \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{lim,i})$$

Dove:

- $Q_{B,lim}$ portata limite di base (calcolata);
- $Q_{L,lim}$ portata limite laterale (calcolata);
- q_{lim} portata unitaria limite di base;
- A_b area di base;
- ΔH_i altezza del concio unitario di palo;
- $\tau_{lim,i}$ attrito laterale unitario limite del concio i-esimo di palo.

Il coefficiente N_q è valutato assumendo il meccanismo di rottura ipotizzato da Berezantzev, mostrato nella figura seguente. Nel caso di pali di grande diametro la capacità alla base si mobilita completamente per cedimenti tali per cui la struttura sopportata dai pali ha già raggiunto lo Stato Limite Ultimo. Per tenere conto di quest'aspetto, al fine di limitare i cedimenti agli SLE, si fa uso di coefficienti N_q^* inferiori rispetto al corrispettivo per pali di piccolo diametro.

Figura 11-1. Coefficiente N_q^* di Berezantzev, funzione dell'angolo d'attrito e del rapporto L/D

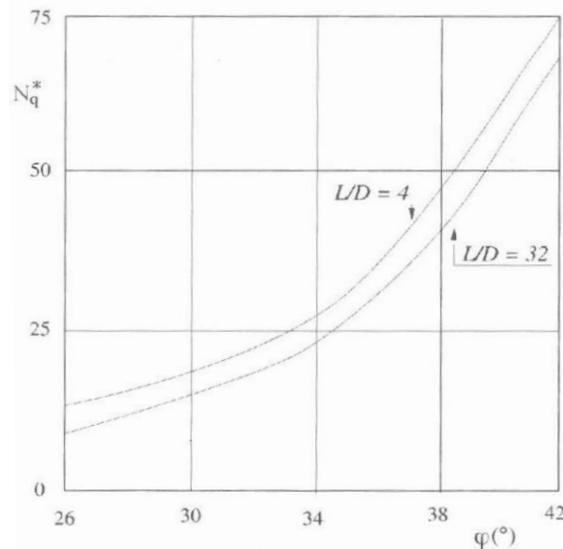


Fig. 13.10. Valori di N_q^*

Il coefficiente N_c assume significato in condizioni non drenate ($\Phi' = 0^\circ$, $c = C_u$). In tali condizioni, si assume solitamente $N_c = 9$, e la capacità di base si valuta come:

$$q_{lim} = \sigma_v + 9 C_u$$

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

La portata laterale è definita nel seguente modo:

- Per terreni granulari si ha:

$$\tau_{lim} = \mu k \sigma'_v$$

dove:

- k coefficiente uguale al rapporto tra tensione verticale (litostatica) e sforzo orizzontale, dipendente dalla tecnologia di palo utilizzata. Nel caso di pali trivellati in calcestruzzo si assume $k = 0.5$;
- σ'_v pressione litostatica verticale efficace;
- μ coefficiente d'attrito, dipendente dalla tecnologia di palo utilizzata. Nel caso di pali trivellati in calcestruzzo si assume $\mu = \tan \phi'$.

- Per terreni coesivi si ha:

$$\tau_{lim} = \alpha C_u$$

dove:

- α coefficiente riduttivo della coesione non drenata, dipendente dalla tecnologia di palo utilizzata e dal valore della coesione non drenata.

11.2 CRITERI DI VERIFICA DEL MURO ANDATORE PROVVISORIO

Il muro andatore provvisorio, volto a sostenere il rilevato stradale tra la prima e la seconda fase di costruzione, presenta le caratteristiche di un muro di sostegno a mensola e, per questo motivo, vengono eseguite le seguenti verifiche geotecniche:

11.2.1 Verifica a ribaltamento

Per la verifica al ribaltamento bisogna avere che il momento stabilizzante (M_{stab}) sia maggiore del momento ribaltante (M_{rib}). I momenti vanno calcolati rispetto all'estremità della base sul lato a valle del muro.

11.2.2 Scorrimento sul piano di posa

La verifica dello scorrimento sul piano di posa si traduce nell'equilibrio nei riguardi della traslazione orizzontale. In particolare bisogna avere:

$$\frac{V \cdot tg \delta_B}{H} \geq 1$$

Dove V è la risultante delle forze verticali, H è la risultante delle forze orizzontali e δ_B è l'angolo di attrito tra il muro e il terreno posto alla base, la cui tangente definisce il coefficiente di attrito tra i due materiali.

11.2.3 Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno

La verifica della stabilità del complesso fondazione-terreno, in condizioni drenate, si basa sulla formula di Brinch-Hansen:

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Dove γ' e c' sono il peso specifico e la coesione drenata del terreno; q' è il sovraccarico a valle del muro; N_γ , N_c e N_q sono i coefficienti di capacità portante; s_γ , s_c e s_q sono i coefficienti di forma che tengono conto del caso in cui la fondazione non sia infinitamente lunga; i_γ , i_c e i_q sono i coefficienti che tengono conto della riduzione della capacità portante causata dalla presenza di una componente orizzontale H ; b_γ , b_c e b_q sono i coefficienti che tengono conto dell'inclinazione della fondazione; g_γ , g_c e g_q sono i coefficienti che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna; d_c e d_q sono i coefficienti di profondità.

Infine B' viene utilizzato nel caso di carico eccentrico e indica la minima superficie rispetto alla quale tale carico risulta centrato. Nel caso di fondazione rettangolare si ha $B' = B - 2e$, dove e è l'eccentricità del carico e viene definita come $e = V/M$ (V è la risultante delle forze verticali e M è il momento rispetto al centro della fondazione).

Il carico limite va poi confrontato con il carico agente $q_{Ed} = V/B'$ in modo che sia:

$$\frac{q_{lim}}{q_{Ed}} \geq 1$$

12 ANALISI STRUTTURALE: CRITERI GENERALI

12.1 CODICI DI CALCOLO

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per l'analisi e la verifica delle strutture sono di sicura ed accertata validità e sono impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

Per i calcoli e le modellazioni di cui alla presente relazione sono impiegati i codici di calcolo brevemente descritti di seguito.

- Codici di calcolo interni in Excel e Visual Basic, messi a punto e testati dallo studio;
- VcaSlu, software gratuito prodotto dal prof. Piero Gelfi per la verifica delle sezioni in c.a. e c.a.p.;
- Ensoft GROUP v7, software per il calcolo di gruppi di pali.

13 VERIFICA DELLE SPALLE

Le verifiche agli SLU e agli SLE sono state condotte sui seguenti elementi strutturali costituenti la spalla:

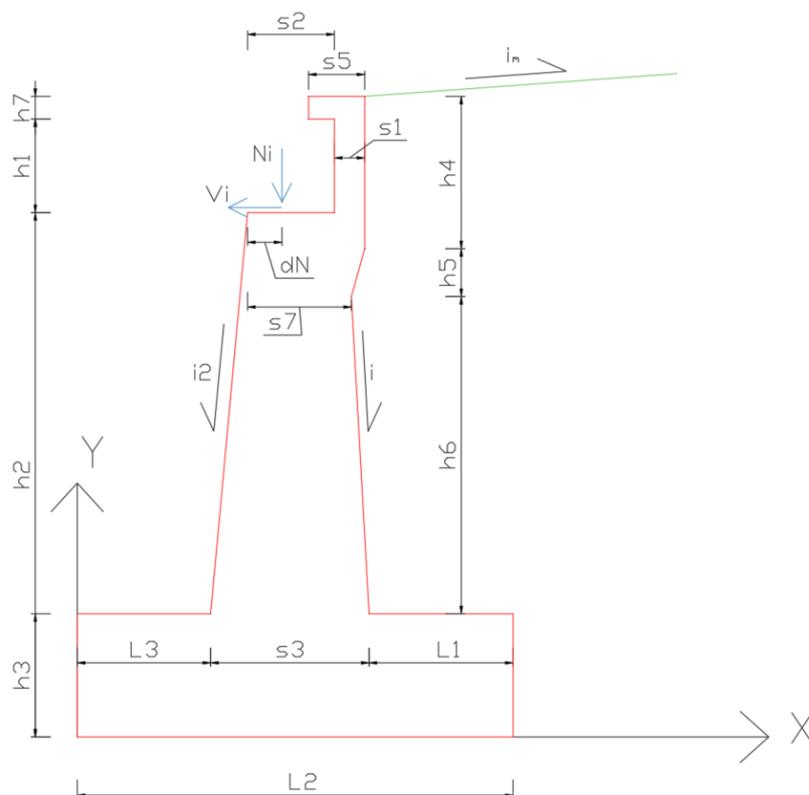
- Paraghiaia;
- Muro frontale;
- Muro di risvolto;
- Pali di fondazione;
- Platea di fondazione.

Le verifiche dei singoli elementi costituenti la spalla, ad eccezione dei pali, sono state condotte mediante un modello piano, facendo riferimento alla maggiore sezione della palla e riconducendo i carichi agenti sull'opera per metro lineare di struttura.

13.1 GEOMETRIA MURO FRONTALE E PARAGHIAIA

La geometria di verifica generica del muro frontale e del paraghiaia è mostrata nella seguente figura.

Figura 13.1: Geometria generica muro frontale



Nelle tabelle successive sono mostrati i dati geometrici utilizzati per la verifica della spalla con altezza maggiore (equivalente ad una maggiore spinta del terreno), la cui geometria è graficamente riportata nell'immagine che segue.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.2: Parametri geometrici spalla (dati di input)

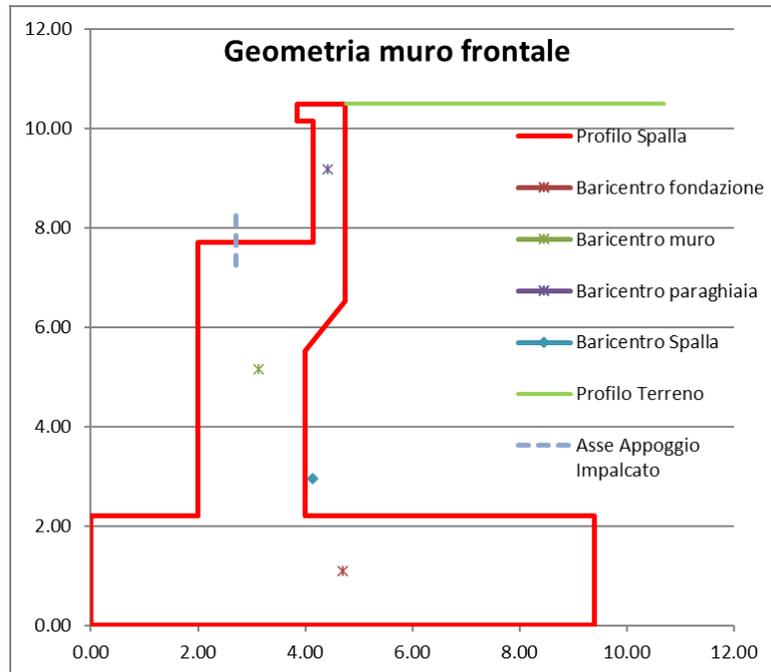
PARAMETRI GEOMETRICI SPALLA		
Altezza paraghiaia (lato valle)	h1	2.43 m
Altezza paraghiaia (lato monte)	h4	3.97 m
Spessore paraghiaia	s1	0.60 m
Altezza testa paraghiaia	h7	0.35 m
Spessore testa paraghiaia	s5	0.90 m
Spessore transizione	s6	0.75 m
Inclinazione muro monte	i	0.00%
Inclinazione terreno a monte	i _m	0.00%
Altezza muro (lato valle)	h2	5.52 m
Altezza muro (lato monte)	h6	3.33 m
Spessore piano appoggio	s2	2.15 m
Spessore muro alla base	s3	2.00 m
Altezza fondazione	h3	2.20 m
Sbalzo fondazione contro terra	L1	5.40 m
Larghezza totale fondazione	L2	9.40 m

Tabella 13.3: Parametri geometrici spalla (dati calcolati)

PARAMETRI GEOMETRICI CALCOLATI		
Sbalzo fondazione valle	L3	2.00 m
Altezza transizione	h5	1.00 m
Lunghezza quantità da disegno	s7	2.00 m
Inclinazione muro valle	i ₂	0.00%
Area platea fondazione	A _f	20.68 mq
Area muro (fino ad h2)	A _m	12.31 mq
Area paraghiaia (fino ad h2)	A _p	1.77 mq
Area totale	A	34.76 mq
BARICENTRO (rispetto ad assi mostrati in figura)		
Baricentro platea fondazione	x _G	4.700 m
	y _G	1.100 m
Baricentro muro (fino ad h2)	x _G	3.138 m
	y _G	5.155 m
Baricentro paraghiaia (fino ad h2)	x _G	4.423 m
	y _G	9.182 m
Baricentro totale spalla	x _G	4.133 m
	y _G	2.948 m
CALCOLO PESI (al metro lineare di spalla)		
Peso fondazione	P _f	517.00 kN/m
Peso muro (fino ad h2)	P _m	307.69 kN/m
Peso paraghiaia (fino ad h2)	P _p	44.33 kN/m
Peso totale spalla	P	869.01 kN/m

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 13.4: Geometria di verifica del muro frontale



RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

13.2 VERIFICHE DEL PARAGHIAIA

Il paraghiaia viene calcolato per unità di lunghezza, considerando agenti i pesi propri, il sovraccarico stradale a monte della parete, la spinta del terreno, le spinte sismiche, le forze di inerzia e l'azione di frenamento.

Vista la natura a mensola della struttura, le verifiche sono condotte alla sezione di incastro tra il paraghiaia e il muro a spessore maggiore.

13.2.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU/SLV)

Nelle tabelle seguenti sono riportate le azioni agenti sul paraghiaia e le reazioni da esse causate alla base dell'elemento. Queste reazioni sono mostrate in forma caratteristica, prima di essere combinate secondo i coefficienti parziali.

Tabella 13.5: Coefficienti di spinta terreno

Stato limite sismico	SLV
Tipologia di verifica	Resistenza strutturale
Elemento	paraghiaia
Combinazione	A1+M1+R3
verifica prevista	

Coefficienti parziali azioni			
A1	G1	Favorevoli	Sfavorevoli
	G2	1	1.3
Q	0.8	1.5	
	0	1.5	
Coefficienti parziali geotecnici			
M1	Y _e	1	
	Y _o	1	
	Y _{ov}	1	
	Y _v	1	
Coefficienti parziali di resistenza			
R3	Y _R	1	

CALCOLO SPINTE TERRENO			
Angolo attrito interno di progetto	Φ_d	35.00 °	0.61 rad
Inclinazione muro a monte	β	0.00 °	0.00 rad
Angolo attrito terreno-muro	δ	23.33 °	0.41 rad
Inclinazione terreno a monte	i_m	0.00 °	0.00 rad
Coefficiente di spinta a riposo	K_0	0.43	
Coefficiente di spinta attiva	K_a	0.24	
k _n + k _v negativo (spinta sismica verso l'alto)			
Inclinazione della risultante della forza peso e delle forze di inerzia agenti sul cuneo	θ	26.85 °	0.47 rad
Coefficiente di spinta attiva sismica	K_{aE}	0.83	Mononobe-Okabe
Delta spinta sismica	ΔK_{aE}	0.421	
Angolo del cuneo sismico	α_{aE}	26.87 °	0.47 rad
	C_{iE}	3.09	
	C_{eE}	9.55	
k _n + k _v positivo (spinta sismica verso il basso)			
Inclinazione della risultante della forza peso e delle forze di inerzia agenti sul cuneo	θ	18.58 °	0.32 rad
Coefficiente di spinta attiva sismica	K_{aE}	0.53	Mononobe-Okabe
Delta spinta sismica	ΔK_{aE}	0.393	
Angolo del cuneo sismico	α_{aE}	45.45 °	0.79 rad
	C_{iE}	2.10	
	C_{eE}	4.31	

Tabella 13.6: Dati geometrici e carichi statici Paraghiaia (SLU)

PARAMETRI GEOMETRICI									
Altezza paraghiaia	h1+h7	2.78 m							
Altezza muro	h2	5.52 m							
Altezza platea fondazione	h3	2.20 m							
Altezza complessiva	h	2.78 m							
Posizione incastro	x _i	4.45 m							
	y _i	7.72 m							
Posizione appoggio	x _a	2.70 m							
	y _a	7.72 m							
CARICHI STATICI				x [m]	y [m]	angolo [°]	Contributi al piede del paraghiaia		
Peso proprio paraghiaia	G1a	44.33 kN/m	4.42	9.18	90.00	44.33	0.00	-1.18	
Peso proprio muro	G1b	0.00 kN/m	3.14	5.15	90.00	0.00	0.00	0.00	
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00	
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	6.70	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00	
Spinta a riposo	S0	31.31 kN/m	4.75	8.65	23.33	12.40	28.75	-22.92	
Sovrappinta pavimentazione	S ₀₂	0.00 kN/m	4.75	9.11	23.33	0.00	0.00	0.00	
Sovrappinta traffico	S ₀₁	23.71 kN/m	4.75	9.11	23.33	9.39	21.77	-27.44	
Impronta su paraghiaia	Fr ₁	125.00 kN/m	4.30	10.50	90.00	125.00	0.00	-18.75	
Frenamento Orizzontale	Fr ₂	75.00 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	75.00	-208.50	

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.7: Carichi sismici Paraghiaia (SLV)

CARICHI SISMICI k, negativo			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	44.33 kN/m	4.42	9.18	90.00	44.33	0.00	-1.18
Peso proprio muro	G1b	0.00 kN/m	3.14	5.15	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	6.70	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _h	17.91 kN/m	4.42	9.18	0.00	0.00	17.91	-26.18
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _v	-8.95 kN/m	4.42	9.18	90.00	-8.95	0.00	0.24
Inerzia muro orizzontale	G1b _h	0.00 kN/m	3.14	5.15	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia muro verticale	G1b _v	0.00 kN/m	3.14	5.15	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea orizzontale	G1c _h	0.00 kN/m	4.70	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea verticale	G1c _v	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _h	0.00 kN/m	6.70	2.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _v	0.00 kN/m	6.70	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	SA	17.94 kN/m	4.75	8.65	23.33	7.11	16.48	-13.14
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	30.92 kN/m	4.75	9.11	23.33	12.25	28.39	-35.79
Sovrappinta pavimentazione	S ₀₂	0.00 kN/m	4.75	9.11	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovrappinta traffico	S ₀₁	23.71 kN/m	4.75	9.11	23.33	9.39	21.77	-27.44
Impronta su paraghiaia	Fr ₁	125.00 kN/m	4.30	10.50	90.00	125.00	0.00	-18.75
Inerzia impronta orizzontale	Fr _{1h}	50.50 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	50.50	-140.39
Inerzia impronta verticale	Fr _{1v}	-25.25 kN/m	4.30	10.50	90.00	-25.25	0.00	3.79
Frenamento Orizzontale	Fr ₂	75.00 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	75.00	-208.50
CARICHI SISMICI k, positivo			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	44.33 kN/m	4.42	9.18	90.00	44.33	0.00	-1.18
Peso proprio muro	G1b	0.00 kN/m	3.14	5.15	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	6.70	6.35	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _h	17.91 kN/m	4.42	9.18	0.00	0.00	17.91	-26.18
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _v	8.95 kN/m	4.42	9.18	90.00	8.95	0.00	-0.24
Inerzia muro orizzontale	G1b _h	0.00 kN/m	3.14	5.15	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia muro verticale	G1b _v	0.00 kN/m	3.14	5.15	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea orizzontale	G1c _h	0.00 kN/m	4.70	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea verticale	G1c _v	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _h	0.00 kN/m	6.70	6.35	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _v	0.00 kN/m	6.70	6.35	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	SA	17.94 kN/m	4.75	8.65	23.33	7.11	16.48	-13.14
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	28.84 kN/m	4.75	9.11	23.33	11.42	26.48	-33.38
Sovrappinta pavimentazione	S ₀₂	0.00 kN/m	4.75	9.11	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovrappinta traffico	S ₀₁	23.71 kN/m	4.75	9.11	23.33	9.39	21.77	-27.44
Impronta su paraghiaia	Fr ₁	125.00 kN/m	4.30	10.50	90.00	125.00	0.00	-18.75
Inerzia Impronta orizzontale	Fr _{1h}	50.50 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	50.50	-140.39
Inerzia impronta verticale	Fr _{1v}	25.25 kN/m	4.30	10.50	90.00	25.25	0.00	-3.79
Frenamento Orizzontale	Fr ₂	75.00 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	75.00	-208.50

Le seguenti tabelle mostrano gli involuipi delle reazioni alla base del paraghiaia e il fattore di sicurezza (FS) riferito al momento flettente e associato alla sezione di progetto.

In particolare, si ipotizzano 5φ24 al metro su entrambi i lembi del paraghiaia che, come mostrato in nella figura riportata di seguito, restituiscono un momento resistente di $M_{Rd} = 451.9 kNm/m$. Si nota come nella verifica si trascura, a favore di sicurezza, il contributo dovuto all'azione assiale N .

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 13.8: Verifica agli SLU paraghiaia

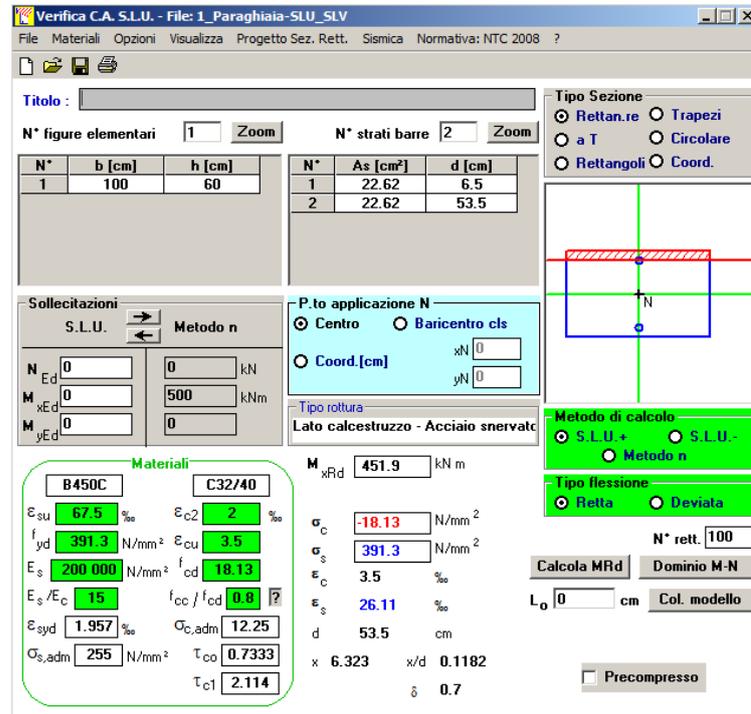


Tabella 13.9: Involuppo reazioni SLU/SLV e Fattore di Sicurezza (FS) momento flettente (Paraghiaia)

INVOLUPPO REAZIONI ALLA BASE SLU-SLV		valore	x [m]	y [m]	verso	
Azione verticale	N [kN/m]	268.29 kN/m	4.45	7.72	+y	MAX
Azione orizzontale	T [kN/m]	166.20 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	288.96 kNm/m			antiorario	
Azione verticale	N [kN/m]	-106.71 kN/m	4.45	7.72	-y	MIN
Azione orizzontale	T [kN/m]	-80.33 kN/m			-x	
Momento	M [kNm/m]	-392.79 kNm/m			orario	

VERIFICA MOMENTO FLETTENTE SEZIONE SIMMETRICA (GELFI)						
Altezza sezione	h	100	cm			
Base sezione	b	60	cm			
Copriferro	c	4	cm	numero	diámetro	
Acciaio superiore	A _{sup}	22.62	cmq	5	φ 24	(armatura compressa)
Acciaio Inferiore	A _{inf}	22.62	cmq	5	φ 24	(armatura tesa)
Azione di compressione	N _{ed}	0	kN			
Momento flettente	M _{ed}	451.9	kNm/m			
Fattore di sicurezza	FS	1.15				VERIFICA SODDISFATTA

Per quanto riguarda la verifica a taglio, le tabelle seguenti mostrano come la sezione sia verificata a taglio senza l'utilizzo di staffe. Per questo motivo si dovrebbe considerare come armatura a taglio il minimo prescritto da normativa. Per dare continuità alla struttura si decide di utilizzare per tutta l'altezza del muro il quantitativo di armatura a taglio del corpo principale del muro frontale, che verrà definito nei prossimi paragrafi.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.10: Verifica a taglio (Paraghiaia)

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC 2018 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)			
Note e convenzioni		N > 0 → trazione	
INPUT			
Fattore di confidenza	FC	1	
	R _{ck}	40 N/mm ²	
	f _{ck}	31 N/mm ²	
Valore medio della resistenza a trazione	f _{ctm}	3.0 N/mm ²	= 0.3 * f _{ck} ^(2/3)
Coefficiente sicurezza cls	γ _c	1.5	
Coefficiente carichi lunga durata	α _{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo del cls	f _{cd}	17.68 N/mm ²	= α _{cc} * f _{ck} / γ _c
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f _{yk}	450 N/mm ²	
Coefficiente sicurezza acciaio	ε _s	1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	f _{yd}	391 N/mm ²	= f _{yk} / γ _s
Forza di taglio di calcolo	V _{ed}	166.2 kN	
Forza assiale di calcolo	N _{ed}	-268.29 kN	
Larghezza sezione	b _w	100 cm	1000 mm
altezza della sezione	H	60 cm	600 mm
Copriferro	c	4 cm	
Diametro barre superiori	φ ₂	24 mm	
Diametro barre inferiori	φ ₁	24 mm	
Diametro staffe	φ _{st}	12 mm	
Numero di barre superiori	N ₂	5	
Numero di barre inferiori	N ₁	5	
altezza utile della sezione	d	53.6 cm	536 mm
RESISTENZA DI CALCOLO DELL'ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO: V_{Rd1} (rif. cap. 4.1.2.3.5.1 NTC 2018)			
V _{Rd1} = max{[0.18 * k * (100 * ρ ₁ * f _{ck}) ^{1/3} / γ _c + 0.15 * σ _{cp}] * b _w * d; [V _{min} + 0.15 * σ _{cp}] * b _w * d}			
K = 1 + (200 / d) ^{0.5} ≤ 2.00	K	1.61	
V _{min} = 0.035 * K ^{1.5} * f _{ck} ^{0.5}	V _{min}	0.40 N/mm ²	
A _{s1} = area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+1/3 b _{min} oltre la sezione considerata	A _{s1}	22.62 cm ²	2261.947 mm ²
ρ ₁ = A _{s1} / (b _w * d) ≤ 0.02	ρ ₁	0.0042	
σ _{cp} = -N _{ed} / A _c ≤ 0.2 f _{cd}	σ _{cp}	0.45 N/mm ²	
	V _{Rd1}	281 kN	
	V _{Rd2}	250 kN	
	V _{Rd}	280.61 kN	
Fattore di sicurezza	FS	1.69	OK - VERIFICA SODDISFATTA

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

13.2.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE/SLD)

Nelle tabelle seguenti sono riportate le azioni agenti sul paraghiaia e le reazioni da esse causate alla base dell'elemento. Queste reazioni sono mostrate in forma caratteristica, prima di essere combinate secondo i coefficienti parziali.

Tabella 13.11: Dati geometrici e carichi statici Paraghiaia (SLE)

PARAMETRI GEOMETRICI								
Altezza paraghiaia	h1+h7	2.78 m						
Altezza muro	h2	5.52 m						
Altezza platea fondazione	h3	2.20 m						
Altezza complessiva	h	2.78 m						
Posizione incastro	x _i	4.45 m						
	y _i	7.72 m						
Posizione appoggio	x _a	2.70 m						
	y _a	7.72 m						
CARICHI STATICI			x [m]	y [m]	angolo [°]	Contributi al piede del paraghiaia		
Peso proprio paraghiaia	G1a	44.33 kN/m	4.42	9.18	90.00	44.33	0.00	-1.18
Peso proprio muro	G1b	0.00 kN/m	3.14	5.15	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	6.70	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta a riposo	S0	31.31 kN/m	4.75	8.65	23.33	12.40	28.75	-22.92
Sovrappinta pavimentazione	S ₀₂	0.00 kN/m	4.75	9.11	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovrappinta traffico	S ₀₁	23.71 kN/m	4.75	9.11	23.33	9.39	21.77	-27.44
Impronta su paraghiaia	Fr ₁	125.00 kN/m	4.30	10.50	90.00	125.00	0.00	-18.75
Frenamento Orizzontale	Fr ₂	75.00 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	75.00	-208.50

Tabella 13.12: Carichi sismici Paraghiaia (SLD)

CARICHI SISMICI k _v negativo			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	44.33 kN/m	4.42	9.18	90.00	44.33	0.00	-1.18
Peso proprio muro	G1b	0.00 kN/m	3.14	5.15	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	6.70	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _{0h}	5.05 kN/m	4.42	9.18	0.00	0.00	5.05	-7.39
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _{0v}	-2.53 kN/m	4.42	9.18	90.00	-2.53	0.00	0.07
Inerzia muro orizzontale	G1b _{0h}	0.00 kN/m	3.14	5.15	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia muro verticale	G1b _{0v}	0.00 kN/m	3.14	5.15	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea orizzontale	G1c _{0h}	0.00 kN/m	4.70	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea verticale	G1c _{0v}	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _{0h}	0.00 kN/m	6.70	2.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _{0v}	0.00 kN/m	6.70	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	SA	17.94 kN/m	4.75	8.65	23.33	7.11	16.48	-13.14
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	30.92 kN/m	4.75	9.11	23.33	12.25	28.39	-35.79
Sovrappinta pavimentazione	S ₀₂	0.00 kN/m	4.75	9.11	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovrappinta traffico	S ₀₁	23.71 kN/m	4.75	9.11	23.33	9.39	21.77	-27.44
Impronta su paraghiaia	Fr ₁	125.00 kN/m	4.30	10.50	90.00	125.00	0.00	-18.75
Inerzia impronta orizzontale	Fr _{10h}	14.25 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	14.25	-39.62
Inerzia impronta verticale	Fr _{10v}	-7.13 kN/m	4.30	10.50	90.00	-7.13	0.00	1.07
Frenamento Orizzontale	Fr ₂	75.00 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	75.00	-208.50
CARICHI SISMICI k _v positivo			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	44.33 kN/m	4.42	9.18	90.00	44.33	0.00	-1.18
Peso proprio muro	G1b	0.00 kN/m	3.14	5.15	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	6.70	6.35	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _{0h}	5.05 kN/m	4.42	9.18	0.00	0.00	5.05	-7.39
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _{0v}	2.53 kN/m	4.42	9.18	90.00	2.53	0.00	-0.07
Inerzia muro orizzontale	G1b _{0h}	0.00 kN/m	3.14	5.15	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia muro verticale	G1b _{0v}	0.00 kN/m	3.14	5.15	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea orizzontale	G1c _{0h}	0.00 kN/m	4.70	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea verticale	G1c _{0v}	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _{0h}	0.00 kN/m	6.70	6.35	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _{0v}	0.00 kN/m	6.70	6.35	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	SA	17.94 kN/m	4.75	8.65	23.33	7.11	16.48	-13.14
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	28.84 kN/m	4.75	9.11	23.33	11.42	26.48	-33.38
Sovrappinta pavimentazione	S ₀₂	0.00 kN/m	4.75	9.11	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovrappinta traffico	S ₀₁	23.71 kN/m	4.75	9.11	23.33	9.39	21.77	-27.44
Impronta su paraghiaia	Fr ₁	125.00 kN/m	4.30	10.50	90.00	125.00	0.00	-18.75
Inerzia Impronta orizzontale	Fr _{10h}	14.25 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	14.25	-39.62
Inerzia impronta verticale	Fr _{10v}	7.13 kN/m	4.30	10.50	90.00	7.13	0.00	-1.07
Frenamento Orizzontale	Fr ₂	75.00 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	75.00	-208.50

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Secondo quanto riportato al Capitolo 4.1.2.2.5 del D.M. 17/01/2018, alle combinazioni caratteristiche le massime azioni interne non devono eccedere i seguenti valori:

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 \cdot f_{ck} = 18MPa$$

$$\sigma_{s,max} \leq 0.80 \cdot f_{yk} = 360MPa$$

Le tensioni di esercizio sono valutate a partire dal momento massimo agente agli Stati Limite d'Esercizio. Le tabelle seguenti mostrano i fattori di sicurezza relativi alle tensioni in esercizio.

Figura 13.13: Tensioni agli SLE (paraghiaia)

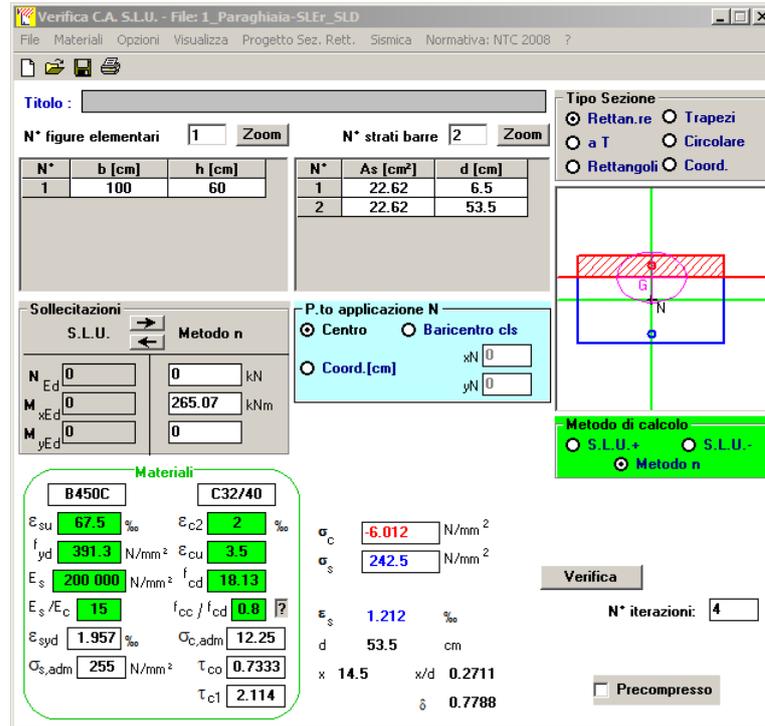


Tabella 13.14: Verifica delle tensioni agli SLE (paraghiaia)

INVILUPPO REAZIONI ALLA BASE SLE-SLD		valore	x [m]	y [m]	verso	
Azione verticale	N [kN/m]	186.42 kN/m	4.45	7.72	+y	MAX
Azione orizzontale	T [kN/m]	114.63 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	189.43 kNm/m			antiorario	
Azione verticale	N [kN/m]	-63.58 kN/m	4.45	7.72	-y	MIN
Azione orizzontale	T [kN/m]	-35.37 kN/m			-x	
Momento	M [kNm/m]	-265.07 kNm/m			orario	
	σ_c limite [N/mm²]	18.72 N/mm²				
	σ_s limite [N/mm²]	360.00 N/mm²				

VERIFICA MOMENTO FLETTENTE SEZIONE SIMMETRICA (VALORI DA GELFI)						
Altezza sezione	h	100	cm			
Base sezione	b	60	cm			
Copriferro	c	4	cm	numero	diametro	
Acciaio superiore	$A_{s,s}$	22.62	cmq	5	φ 24	(armatura compressa)
Acciaio Inferiore	$A_{s,i}$	22.62	cmq	5	φ 24	(armatura tesa)
Tensione cls	σ_c	6.012	N/mm²			
Tensione acciaio	σ_s	242.50	N/mm²			
Fattori di sicurezza tensioni	FS cls	3.11		VERIFICA SODDISFATTA		
	FS acc	1.48				

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Un'ulteriore verifica è associata all'apertura delle fessure; in questo caso si prendono in esame le combinazioni SLE frequente e quasi permanente (SLEf e SLEq). Si riportano di seguito gli involuppi delle azioni interne relative alle combinazioni sopra citate e le verifiche a fessurazione.

Tabella 13.15: Involuppi alle combinazioni SLEf e SLEq (paraghiaia)

INVILUPPO REAZIONI ALLA BASE SLEf		valore	x [m]	y [m]	verso	
Azione verticale	N [kN/m]	61.42 kN/m	4.45	7.72	+y	MAX
Azione orizzontale	T [kN/m]	39.63 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-24.10 kNm/m			orario	
Azione verticale	N [kN/m]	56.73 kN/m	4.45	7.72	+y	MIN
Azione orizzontale	T [kN/m]	28.75 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-37.82 kNm/m			orario	

INVILUPPO REAZIONI ALLA BASE SLEq		valore	x [m]	y [m]	verso	
Azione verticale	N [kN/m]	56.73 kN/m	4.45	7.72	+y	MAX
Azione orizzontale	T [kN/m]	28.75 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-24.10 kNm/m			orario	
Azione verticale	N [kN/m]	56.73 kN/m	4.45	7.72	+y	MIN
Azione orizzontale	T [kN/m]	28.75 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-24.10 kNm/m			orario	

Tabella 13.16: Verifica a fessurazione Paraghiaia, dati geometrici

Geometria della sezione			
Altezza della sezione	h	600	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	535	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	65	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,1}$	5	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,1}$	24	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1}$	2262	[mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,2}$	0	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,2}$	0	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2}$	0	[mm ²]
Caratteristiche dei materiali			
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f_{ck}	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	3.0	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	200000	[MPa]

Dalle immagini seguenti si nota come la verifica a fessurazione risulti soddisfatta.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.17: Verifica a fessurazione Paraghiaia, combinazione SLEF

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 34,6 [MPa]
Asse neutro della sezione	X 145 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	
Coefficiente di omogeneizzazione	
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	
Area efficace tesa di calcestruzzo	
	α_e 6,00 [-]
	A_s 2262 [mm ²]
	$A_{c,eff.1}$ 162500 [mm ²]
	$A_{c,eff.2}$ 151667 [mm ²]
	$A_{c,eff.3}$ 300000 [mm ²]
	$A_{c,eff.min}$ 151667 [mm ²]

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, $h_{c,eff}$, dove $h_{c,eff}$ è il minore tra 2,5 (h-d), (h-x)/3 o h/2 (vedere figura 7.1);

Figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)

Legenda

a) Trave
A Livello del baricentro dell'acciaio
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

b) Plastra
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

c) Elemento in trazione
B Area tesa efficace di estradosso, $A_{c,eff}$
C Area tesa efficace di intradosso, $A_{c,eff}$

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{s,eff}$ 0,01491 [-]	$\rho_{p,eff} = (A_s + \alpha_e^2 A_p) / A_{c,eff}$
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3,0 [MPa]	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$
Fattore di durata del carico	k_1 0,4 [-]	
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls		
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0,000104 [-]	$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}$
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc}$ -0,000269 [-]	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0,000104 [-]	k_1 è un coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente: = 0,8 per barre ad aderenza migliorata, = 1,6 per barre con una superficie effettivamente liscia (per esempio, armatura di precompressione); k_2 è un coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni: = 0,5 per flessione, = 1,0 per trazione pura. In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k_2 , che possono essere calcolati con la relazione: $k_2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2\epsilon_1$ (7.13)
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 400 [mm]	
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 24,00 [mm]	
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$ 260 [mm]	
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione		
	k_1 0,800 [-]	
	k_2 0,500 [-]	
	k_3 3,400 [-]	
	k_4 0,425 [-]	
Distanza massima tra le fessure		
	$s_{r,max.1}$ 410 [mm]	
	$s_{r,max.2}$ 592 [mm]	
	$s_{r,max}$ 592 [mm]	
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente		
	$w_{k,lim}$ 0,30 [mm]	
Ampiezza delle fessure (di calcolo)		
	w_k 0,06 [mm]	
$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$		

Tabella 13.18: Verifica a fessurazione Paraghiaia, combinazione SLEq

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 22,05 [MPa]
Asse neutro della sezione	X 145 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	
Coefficiente di omogeneizzazione	
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	
Area efficace tesa di calcestruzzo	
	α_e 6,00 [-]
	A_s 2262 [mm ²]
	$A_{c,eff.1}$ 162500 [mm ²]
	$A_{c,eff.2}$ 151667 [mm ²]
	$A_{c,eff.3}$ 300000 [mm ²]
	$A_{c,eff.min}$ 151667 [mm ²]

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, $h_{c,eff}$, dove $h_{c,eff}$ è il minore tra 2,5 (h-d), (h-x)/3 o h/2 (vedere figura 7.1);

Figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)

Legenda

a) Trave
A Livello del baricentro dell'acciaio
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

b) Plastra
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

c) Elemento in trazione
B Area tesa efficace di estradosso, $A_{c,eff}$
C Area tesa efficace di intradosso, $A_{c,eff}$

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{s,eff}$ 0,01491 [-]	$\rho_{p,eff} = (A_s + \alpha_e^2 A_p) / A_{c,eff}$
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3,0 [MPa]	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$
Fattore di durata del carico	k_1 0,4 [-]	
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls		
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0,000066 [-]	$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}$
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc}$ -0,000332 [-]	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0,000066 [-]	k_1 è un coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente: = 0,8 per barre ad aderenza migliorata, = 1,6 per barre con una superficie effettivamente liscia (per esempio, armatura di precompressione); k_2 è un coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni: = 0,5 per flessione, = 1,0 per trazione pura. In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k_2 , che possono essere calcolati con la relazione: $k_2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2\epsilon_1$ (7.13)
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 400 [mm]	
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 24,00 [mm]	
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$ 260 [mm]	
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione		
	k_1 0,800 [-]	
	k_2 0,500 [-]	
	k_3 3,400 [-]	
	k_4 0,425 [-]	
Distanza massima tra le fessure		
	$s_{r,max.1}$ 410 [mm]	
	$s_{r,max.2}$ 592 [mm]	
	$s_{r,max}$ 592 [mm]	
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente		
	$w_{k,lim}$ 0,20 [mm]	
Ampiezza delle fessure (di calcolo)		
	w_k 0,04 [mm]	
$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$		

13.3 VERIFICA DEL MURO FRONTALE

Il muro frontale viene calcolato per unità di lunghezza, considerando agenti i pesi propri, il sovraccarico stradale a monte della parete, la spinta del terreno, le spinte sismiche, le forze di inerzia e le azioni trasmesse dall'impalcato al piano appoggi. Queste ultime vengono ottenute mediante le combinazioni descritte in precedenza, riconducendo le azioni elementari a metro lineare di opera e considerando unicamente le azioni precedente dall'impalcato più sollecitante.

Vista la natura a mensola della struttura, le verifiche sono condotte alla sezione di incastro tra l'elemento verticale e la platea di fondazione.

13.3.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU/SLV)

Nelle tabelle seguenti sono riportate le azioni agenti sul muro frontale e le reazioni da esse causate alla base dell'elemento. Queste reazioni sono mostrate in forma caratteristica, prima di essere combinate secondo i coefficienti parziali.

Tabella 13.19: Coefficienti di spinta terreno

Stato limite sismico	SLV
Tipologia di verifica	Resistenza strutturale
Elemento	muro
Combinazione	A1+M1+R3
verifica prevista	

CALCOLO SPINTE TERRENO			
Angolo attrito interno di progetto	φ_0	35.00 °	0.61 rad
Inclinazione muro a monte	β	0.00 °	0.00 rad
Angolo attrito terreno-muro	δ	23.33 °	0.41 rad
Inclinazione terreno a monte	i_m	0.00 °	0.00 rad
Coefficiente di spinta a riposo	K_0	0.43	
Coefficiente di spinta attiva	K_a	0.24	
$k_a + k_s$ negativo (spinta sismica verso l'alto)			
Inclinazione della risultante della forza peso e delle forze di inerzia agenti sul cuneo	θ	26.85 °	0.47 rad
Coefficiente di spinta attiva sismica	K_{aE}	0.83	Mononobe-Okabe
Delta spinta sismica	ΔK_{aE}	0.421	
Angolo del cuneo sismico	α_{aE}	26.87 °	0.47 rad
	C_{aE}	3.09	
	C_{aE}	9.55	
$k_a + k_s$ positivo (spinta sismica verso il basso)			
Inclinazione della risultante della forza peso e delle forze di inerzia agenti sul cuneo	θ	18.58 °	0.32 rad
Coefficiente di spinta attiva sismica	K_{aE}	0.53	Mononobe-Okabe
Delta spinta sismica	ΔK_{aE}	0.393	
Angolo del cuneo sismico	α_{aE}	45.45 °	0.79 rad
	C_{aE}	2.10	
	C_{aE}	4.31	

Coefficienti parziali azioni				
A1		Favorevoli	Sfavorevoli	
		G1	1	1.3
		G2	0.8	1.5
Q		0	1.5	
Coefficienti parziali geotecnici				
M1		γ_g	1	
		γ_c	1	
		γ_{cu}	1	
		γ_s	1	
Coefficienti parziali di resistenza				
R3	γ_R	1		

Tabella 13.20: Dati geometrici e carichi statici Muro (SLU)

PARAMETRI GEOMETRICI			Contributi al piede del muro						
Altezza paraghiaia	h_1+h_7	2.78 m							
Altezza muro	h_2	5.52 m							
Altezza platea fondazione	h_3	2.20 m							
Altezza complessiva	h	8.30 m							
Posizione incastro	x_i	3 m							
	y_i	2.20 m							
Posizione appoggio	x_a	2.70 m							
	y_a	7.72 m							
CARICHI STATICI			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]	
Peso proprio paraghiaia	G1a	44.33 kN/m	4.42	9.18	90.00	44.33	0.00	63.09	
Peso proprio muro	G1b	307.69 kN/m	3.14	5.15	90.00	307.69	0.00	42.40	
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00	
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	6.70	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00	
Spinta a riposo	S0	279.08 kN/m	4.00	4.97	23.33	110.54	256.25	-598.43	
Sovrappinta pavimentazione	S ₀₂	0.00 kN/m	4.00	6.35	23.33	0.00	0.00	0.00	
Sovrappinta traffico	S ₀₃	70.79 kN/m	4.00	6.35	23.33	28.04	65.00	-241.70	
Impronta su paraghiaia	Fr ₁	0.00 kN/m	4.30	10.50	90.00	0.00	0.00	0.00	
Frenamento Orizzontale	Fr ₂	0.00 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	0.00	0.00	

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.21: Carichi sismici Muro (SLV)

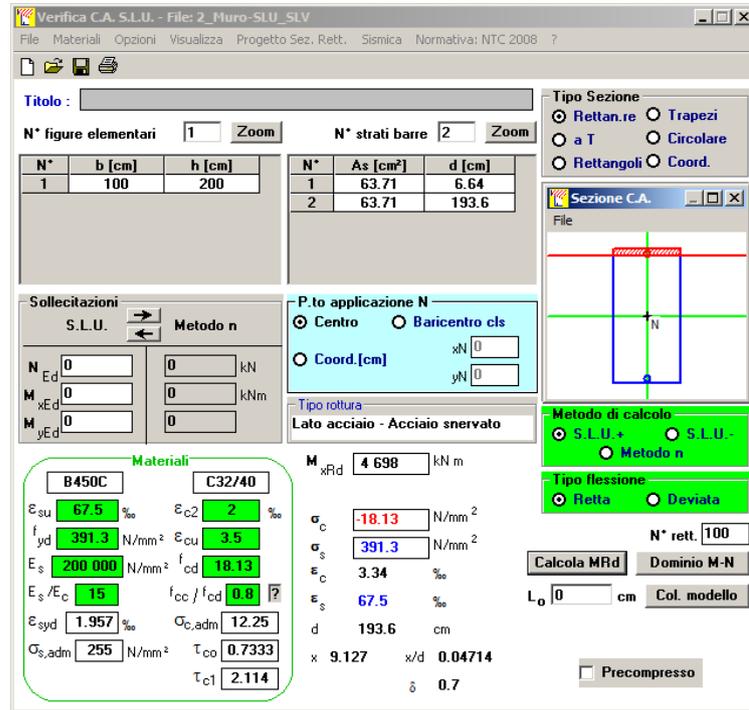
CARICHI SISMICI k_x negativo			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	44.33 kN/m	4.42	9.18	90.00	44.33	0.00	63.09
Peso proprio muro	G1b	307.69 kN/m	3.14	5.15	90.00	307.69	0.00	42.40
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	6.70	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _{oh}	17.91 kN/m	4.42	9.18	0.00	0.00	17.91	-125.03
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _{ov}	-8.95 kN/m	4.42	9.18	90.00	-8.95	0.00	-12.74
Inerzia muro orizzontale	G1b _{oh}	124.31 kN/m	3.14	5.15	0.00	0.00	124.31	-367.28
Inerzia muro verticale	G1b _{ov}	-62.15 kN/m	3.14	5.15	90.00	-62.15	0.00	-8.56
Inerzia platea orizzontale	G1c _{oh}	0.00 kN/m	4.70	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea verticale	G1c _{ov}	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _{oh}	0.00 kN/m	6.70	2.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _{ov}	0.00 kN/m	6.70	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	SA	159.96 kN/m	4.00	4.97	23.33	63.35	146.87	-342.99
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	275.65 kN/m	4.00	6.35	23.33	109.18	253.11	-941.22
Sovraspinta pavimentazione	S ₀₂	0.00 kN/m	4.00	6.35	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovraspinta traffico	S ₀₁	70.79 kN/m	4.00	6.35	23.33	28.04	65.00	-241.70
Impronta su paraghiaia	Fr ₁	0.00 kN/m	4.30	10.50	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia impronta orizzontale	Fr _{1oh}	0.00 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia impronta verticale	Fr _{1ov}	0.00 kN/m	4.30	10.50	90.00	0.00	0.00	0.00
Frenamento Orizzontale	Fr ₂	0.00 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	0.00	0.00
CARICHI SISMICI k_x positivo			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	44.33 kN/m	4.42	9.18	90.00	44.33	0.00	63.09
Peso proprio muro	G1b	307.69 kN/m	3.14	5.15	90.00	307.69	0.00	42.40
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	6.70	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _{oh}	17.91 kN/m	4.42	9.18	0.00	0.00	17.91	-125.03
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _{ov}	8.95 kN/m	4.42	9.18	90.00	8.95	0.00	12.74
Inerzia muro orizzontale	G1b _{oh}	124.31 kN/m	3.14	5.15	0.00	0.00	124.31	-367.28
Inerzia muro verticale	G1b _{ov}	62.15 kN/m	3.14	5.15	90.00	62.15	0.00	8.56
Inerzia platea orizzontale	G1c _{oh}	0.00 kN/m	4.70	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea verticale	G1c _{ov}	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _{oh}	0.00 kN/m	6.70	2.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _{ov}	0.00 kN/m	6.70	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	SA	159.96 kN/m	4.00	4.97	23.33	63.35	146.87	-342.99
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	257.04 kN/m	4.00	6.35	23.33	101.81	236.02	-877.66
Sovraspinta pavimentazione	S ₀₂	0.00 kN/m	4.00	6.35	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovraspinta traffico	S ₀₁	70.79 kN/m	4.00	6.35	23.33	28.04	65.00	-241.70
Impronta su paraghiaia	Fr ₁	0.00 kN/m	4.30	10.50	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia Impronta orizzontale	Fr _{1oh}	0.00 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia impronta verticale	Fr _{1ov}	0.00 kN/m	4.30	10.50	90.00	0.00	0.00	0.00
Frenamento Orizzontale	Fr ₂	0.00 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	0.00	0.00

Le seguenti tabelle mostrano gli involuipi delle reazioni alla base del muro frontale e il fattore di sicurezza (FS) riferito al momento flettente e associato alla sezione di progetto.

In particolare, si ipotizzano 10φ26 al metro su entrambi i lembi del muro frontale che, come mostrato nella figura riportata di seguito, restituiscono un momento resistente di $M_{Rd} = 4698 kNm/m$. Si nota come nella verifica si trascura, a favore di sicurezza, il contributo dovuto all'azione assiale N .

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 13.22: Verifica agli SLU muro



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title bar, and several input panels. The 'Materiali' panel shows properties for B450C and C32/40. The 'Sezione C.A.' panel shows a cross-section diagram. The 'P.to applicazione N' panel shows application point coordinates. The 'Metodo di calcolo' panel shows 'S.L.U.+' selected. The 'Tipo flessione' panel shows 'Retta' selected. The 'Calcola MRd' and 'Dominio M-N' buttons are visible. The bottom right has a 'Precompresso' checkbox.

Tabella 13.23: Involuppo reazioni SLU/SLV e Fattore di Sicurezza (FS) momento flettente (Muro)

INVILUPPO REAZIONI ALLA BASE SLU-SLV			valore	x [m]	y [m]	verso	
Azione verticale	N [kN/m]		1238.22 kN/m	3	2.20	+y	MAX
Azione orizzontale	T [kN/m]		1003.46 kN/m				
Momento	M [kNm/m]		3676.12 kNm/m			antiorario	
Azione verticale	N [kN/m]		371.61 kN/m	3	2.20	+y	MIN
Azione orizzontale	T [kN/m]		-709.71 kN/m				
Momento	M [kNm/m]		-4283.28 kNm/m			orario	

VERIFICA MOMENTO FLETTENTE SEZIONE SIMMETRICA (GELFI)						
Altezza sezione	h	100	cm			
Base sezione	b	200	cm			
Copriferro	c	4	cm	numero	diametro	
Acciaio superiore	A_{sup}	53.09	cmq	10	ϕ 26	(armatura compressa)
Acciaio Inferiore	A_{inf}	53.09	cmq	10	ϕ 26	(armatura tesa)
Azione di compressione	N_{Ed}	0	kN			
Momento flettente	M_{Ed}	4698.00	kNm/m			
Fattore di sicurezza	FS	1.10		VERIFICA SODDISFATTA		

Per quanto riguarda la verifica a taglio, le tabelle seguenti mostrano come la sezione non sia verificata a taglio senza l'utilizzo di staffe.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.24: Verifica a taglio pt1 (Muro)

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC 2018 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)			
Note e convenzioni		N > 0 → trazione	
INPUT			
Fattore di confidenza	FC	1	
	R_{ik}	40 N/mm ²	
	f_{ik}	31 N/mm ²	
Valore medio della resistenza a trazione	f_{ctm}	3.0 N/mm ²	= 0.3 * $f_{ik}^{2/3}$
Coefficiente sicurezza cls	γ_c	1.5	
Coefficiente carichi lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo del cls	f_{cd}	17.68 N/mm ²	= $\alpha_{cc} * f_{ctm} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f_{yk}	450 N/mm ²	
Coefficiente sicurezza acciaio	γ_s	1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	f_{yd}	391 N/mm ²	= f_{yk} / γ_s
Forza di taglio di calcolo	V_{ed}	1003.5 kN	
Forza assiale di calcolo	N_{ed}	-1238.22 kN	
Larghezza sezione	b_w	100 cm	1000 mm
altezza della sezione	H	200 cm	2000 mm
Copriferro	c	4 cm	
Diametro barre superiori	ϕ_2	26 mm	
Diametro barre inferiori	ϕ_1	26 mm	
Diametro staffe	ϕ_{st}	12 mm	
Numero di barre superiori	N_2	10	
Numero di barre inferiori	N_1	10	
altezza utile della sezione	d	193.5 cm	1935 mm
RESISTENZA DI CALCOLO DELL'ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO: V_{Rd} (rif. cap. 4.1.2.3.5.1 NTC 2018)			
$V_{Rd} = \max\{[0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d; [V_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d\}$			
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} \leq 2.00$	K	1.32	
$V_{min} = 0.035 * K^{1.5} * f_{ck}^{0.5}$	V_{min}	0.30 N/mm ²	
A_{s1} = area delle armature di trazione che si estendono non meno di $d + h_{b, min}$ oltre la sezione considerata	A_{s1}	53.09 cm ²	5309.292 mm ²
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$	ρ_1	0.0027	
$\sigma_{cp} = -N_{ed} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	σ_{cp}	0.62 N/mm ²	
	V_{Rd1}	807 kN	
	V_{Rd2}	754 kN	
	V_{Rd}	807.41 kN	
Fattore di sicurezza	FS	0.80	OCCORRE ARMARE A TAGLIO

Vista la verifica non soddisfatta, occorre predisporre delle armature a taglio. In particolare, si predispongono ferri $\phi 12/20$ con 3 bracci al metro, garantendo un taglio resistente di $V_{Rd} = 1156 \text{ kN/m}$.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.25: Verifica a taglio pt2 (Muro)

RESISTENZA DI CALCOLO DELL'ELEMENTO CON ARMATURA A TAGLIO				(rif. cap. 4.1.2.3.5.2 NTC 2018)
Verifica delle bielle compresse: V_{red}				
$V_{red} = [0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta)] / [1 + (\cot\theta)^2]$				
Definizione del coefficiente maggiorativo α_c				
		$\sigma_{cp} \leq 0.00$	\rightarrow	$\alpha_c = 1$ membrature non compresse
		$0.00 < \sigma_{cp} < 4.42$	\rightarrow	$\alpha_c = 1.04$
		$4.42 \leq \sigma_{cp} < 8.84$	\rightarrow	$\alpha_c = 1.25$
		$8.84 < \sigma_{cp} < 17.68$	\rightarrow	$\alpha_c = 2.41$ membrature fortemente compresse
Essendo $\sigma_{cp} = 0.62$ N/mm ² si assume quindi $\alpha_c = 1.04$				
Resistenza a compressione ridotta	f_{cd}	8.84 N/mm ²	= 0.5 * f_{cd}	
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio	α	90 ° 1.57 rad	(45° per ferri piegati e 90° per staffe)	
Angolo di inclinazione dei puntoni compressi	θ	45 ° 0.79 rad	(compreso tra 21.8° e 45°)	
	V_{red}	7966.98 kN		OK - VERIFICA SODDISFATTA
Fattore di sicurezza	FS	7.94		
Verifica dell'armatura a taglio: V_{red}				
$V_{red} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw} / s) \cdot f_{yd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \sin\alpha$				
Passo delle staffe	s	20 cm	200 mm	
Diametro staffe	ϕ_{st}	12 mm		
Bracci resistenti	n	3		
Area armatura a taglio	A_{sw}	3.39 cm ²	339 mm ²	
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min}$	0.0010 mm	= 0.08 x (F _{ck} ^{0.5}) / F _{yk}	
Area minima di armatura a taglio	$A_{w,min}$	198.60 mm ²	= $\rho_{w,min} \cdot s \cdot b_w \cdot \sin\alpha$ (EC2-Par.9.2.2)	
	V_{red}	1156.06 kN		OK - VERIFICA SODDISFATTA
Fattore di sicurezza	FS	1.15		

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

13.3.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE/SLD)

Nelle tabelle seguenti sono riportate le azioni agenti sul muro frontale e le reazioni da esse causate alla base dell'elemento. Queste reazioni sono mostrate in forma caratteristica, prima di essere combinate secondo i coefficienti parziali.

Tabella 13.26: Dati geometrici e carichi statici Muro frontale (SLE)

PARAMETRI GEOMETRICI								
Altezza paraghiaia	h1+h7	2.78 m						
Altezza muro	h2	5.52 m						
Altezza platea fondazione	h3	2.20 m						
Altezza complessiva	h	8.30 m						
Posizione incastro	x _i	3 m						
	y _i	2.20 m						
Posizione appoggio	x _a	2.70 m						
	y _a	7.72 m						
CARICHI STATICI			x [m]	y [m]	angolo [°]	Contributi al piede del muro		
						N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	44.33 kN/m	4.42	9.18	90.00	44.33	0.00	63.09
Peso proprio muro	G1b	307.69 kN/m	3.14	5.15	90.00	307.69	0.00	42.40
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	6.70	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta a riposo	S0	279.08 kN/m	4.00	4.97	23.33	110.54	256.25	-598.43
Sovraspinta pavimentazione	S _{oz}	0.00 kN/m	4.00	6.35	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovraspinta traffico	S _{at}	70.79 kN/m	4.00	6.35	23.33	28.04	65.00	-241.70
Impronta su paraghiaia	Fr ₁	0.00 kN/m	4.30	10.50	90.00	0.00	0.00	0.00
Frenamento Orizzontale	Fr ₂	0.00 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella 13.27: Carichi sismici Muro frontale (SLD)

CARICHI SISMICI k _v negativo			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	44.33 kN/m	4.42	9.18	90.00	44.33	0.00	63.09
Peso proprio muro	G1b	307.69 kN/m	3.14	5.15	90.00	307.69	0.00	42.40
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	6.70	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _h	5.05 kN/m	4.42	9.18	0.00	0.00	5.05	-35.28
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _v	-2.53 kN/m	4.42	9.18	90.00	-2.53	0.00	-3.60
Inerzia muro orizzontale	G1b _h	35.08 kN/m	3.14	5.15	0.00	0.00	35.08	-103.64
Inerzia muro verticale	G1b _v	-17.54 kN/m	3.14	5.15	90.00	-17.54	0.00	-2.42
Inerzia platea orizzontale	G1c _h	0.00 kN/m	4.70	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea verticale	G1c _v	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _h	0.00 kN/m	6.70	2.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _v	0.00 kN/m	6.70	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	SA	159.96 kN/m	4.00	4.97	23.33	63.35	146.87	-342.99
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	275.65 kN/m	4.00	6.35	23.33	109.18	253.11	-941.22
Sovraspinta pavimentazione	S _{oz}	0.00 kN/m	4.00	6.35	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovraspinta traffico	S _{at}	70.79 kN/m	4.00	6.35	23.33	28.04	65.00	-241.70
Impronta su paraghiaia	Fr ₁	0.00 kN/m	4.30	10.50	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia impronta orizzontale	Fr _{1h}	0.00 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia impronta verticale	Fr _{1v}	0.00 kN/m	4.30	10.50	90.00	0.00	0.00	0.00
Frenamento Orizzontale	Fr ₂	0.00 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	0.00	0.00
CARICHI SISMICI k _v positivo			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	44.33 kN/m	4.42	9.18	90.00	44.33	0.00	63.09
Peso proprio muro	G1b	307.69 kN/m	3.14	5.15	90.00	307.69	0.00	42.40
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	6.70	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _h	5.05 kN/m	4.42	9.18	0.00	0.00	5.05	-35.28
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _v	2.53 kN/m	4.42	9.18	90.00	2.53	0.00	3.60
Inerzia muro orizzontale	G1b _h	35.08 kN/m	3.14	5.15	0.00	0.00	35.08	-103.64
Inerzia muro verticale	G1b _v	17.54 kN/m	3.14	5.15	90.00	17.54	0.00	2.42
Inerzia platea orizzontale	G1c _h	0.00 kN/m	4.70	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea verticale	G1c _v	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _h	0.00 kN/m	6.70	2.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _v	0.00 kN/m	6.70	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	SA	159.96 kN/m	4.00	4.97	23.33	63.35	146.87	-342.99
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	257.04 kN/m	4.00	6.35	23.33	101.81	236.02	-877.66
Sovraspinta pavimentazione	S _{oz}	0.00 kN/m	4.00	6.35	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovraspinta traffico	S _{at}	70.79 kN/m	4.00	6.35	23.33	28.04	65.00	-241.70
Impronta su paraghiaia	Fr ₁	0.00 kN/m	4.30	10.50	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia Impronta orizzontale	Fr _{1h}	0.00 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia impronta verticale	Fr _{1v}	0.00 kN/m	4.30	10.50	90.00	0.00	0.00	0.00
Frenamento Orizzontale	Fr ₂	0.00 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Secondo quanto riportato al Capitolo 4.1.2.2.5 del D.M. 17/01/2018, alle combinazioni caratteristiche le massime azioni interne non devono eccedere i seguenti valori:

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 \cdot f_{ck} = 18MPa$$

$$\sigma_{s,max} \leq 0.80 \cdot f_{yk} = 360MPa$$

Le tensioni di esercizio sono valutate a partire dal momento massimo agente agli Stati Limite d'Esercizio. Le tabelle seguenti mostrano i fattori di sicurezza relativi alle tensioni in esercizio.

Figura 13.28: Tensioni agli SLE (muro frontale)

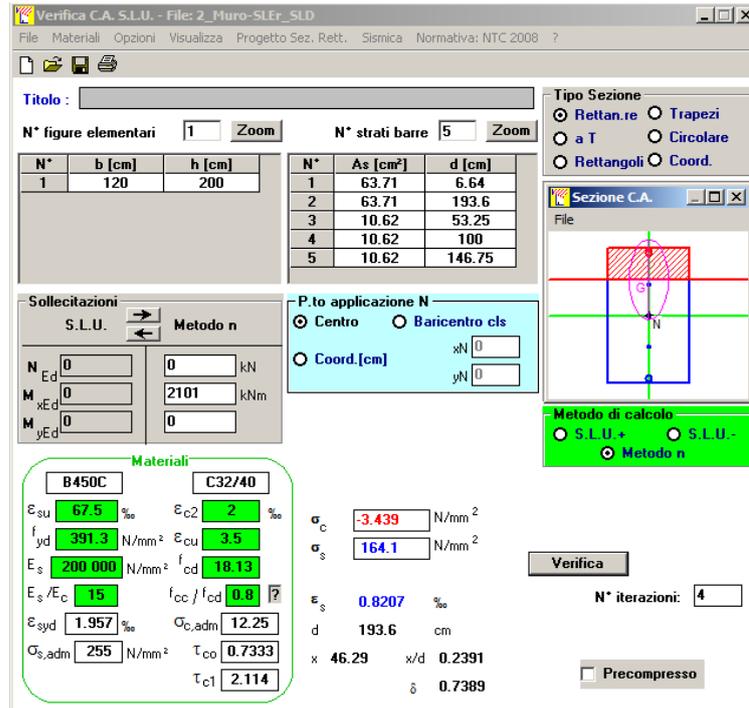


Tabella 13.29: Verifica delle tensioni agli SLE (muro frontale)

INVILUPPO REAZIONI ALLA BASE SLEr-SLD		valore	x [m]	y [m]	verso	
Azione verticale	N [kN/m]	924.94 kN/m	3	2.20	+y	MAX
Azione orizzontale	T [kN/m]	571.38 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	1493.00 kNm/m			antiorario	
Azione verticale	N [kN/m]	541.68 kN/m	3	2.20	+y	MIN
Azione orizzontale	T [kN/m]	-277.64 kN/m			-x	
Momento	M [kNm/m]	-2116.53 kNm/m			orario	
	σ_c limite [N/mm ²]	18.72 N/mm ²				
	σ_s limite [N/mm ²]	360.00 N/mm ²				

VERIFICA MOMENTO FLETTENTE SEZIONE SIMMETRICA (VALORI DA GELFI)					
Altezza sezione	h	100	cm		
Base sezione	b	200	cm		
Copriferro	c	4	cm	numero	diametro
Acciaio superiore	$A_{s,sp}$	53.09	cmq	10	φ 26
Acciaio inferiore	$A_{s,inf}$	53.09	cmq	10	φ 26
Tensione cls	σ_c	3.439	N/mm ²		
Tensione acciaio	σ_s	164.10	N/mm ²		
Fattori di sicurezza tensioni	FS cls	5.44		VERIFICA SODDISFATTA	
	FS acc	2.19			

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Un'ulteriore verifica è associata all'apertura delle fessure; in questo caso si prendono in esame le combinazioni SLE frequente e quasi permanente (SLEf e SLEq). Si riportano di seguito gli involuppi delle azioni interne relative alle combinazioni sopra citate e le verifiche a fessurazione.

Tabella 13.30: Involuppi alle combinazioni SLEf e SLEq (muro frontale)

INVILUPPO REAZIONI ALLA BASE SLEf		valore	x [m]	y [m]	verso	
Azione verticale	N [kN/m]	845.05 kN/m	3	2.2	+y	MAX
Azione orizzontale	T [kN/m]	288.75 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-570.47 kNm/m			orario	
Azione verticale	N [kN/m]	721.00 kN/m	3	2.2	+y	MIN
Azione orizzontale	T [kN/m]	256.25 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-724.33 kNm/m			orario	

INVILUPPO REAZIONI ALLA BASE SLEq		valore	x [m]	y [m]	verso	
Azione verticale	N [kN/m]	721.00 kN/m	3	2.2	+y	MAX
Azione orizzontale	T [kN/m]	256.25 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-570.47 kNm/m			orario	
Azione verticale	N [kN/m]	721.00 kN/m	3	2.2	+y	MIN
Azione orizzontale	T [kN/m]	256.25 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-570.47 kNm/m			orario	

Tabella 13.31: Verifica a fessurazione muro frontale, dati geometrici

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 2000 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 1936 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 66.4 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 40 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{te,1} 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{te,1} 26 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,1} 5309 [mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{te,2} 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{te,2} 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,2} 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f _{ck} 32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} 3.0 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} 33346 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s 200000 [MPa]

Dalle immagini seguenti si nota come la verifica a fessurazione risulti soddisfatta.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.32: Verifica a fessurazione muro frontale, combinazione SLEF

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 56.56 [MPa]
Asse neutro della sezione	X 462.9 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6.00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 5309 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ 160000 [mm ²] $A_{c,eff.2}$ 512367 [mm ²] $A_{c,eff.3}$ 1000000 [mm ²] $A_{c,eff.min}$ 160000 [mm ²]
$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, $h_{c,eff}$, dove $h_{c,eff}$ è il minore tra 2.5 (h-d), (h-x)/3 o h/2 (vedere figura 7.1);	
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$D_{p,eff}$ 0.03318 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3.0 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nei cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0.000170 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc}$ 0.000064 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0.000170 [-]
$\rho_{p,eff} = (A_s + \alpha_e^2 A_p) / A_{c,eff}$	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$	
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 26.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$S_{max,ref}$ 265 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0.800 [-] k_2 0.500 [-] k_3 3.400 [-] k_4 0.425 [-]
k_1 è un coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente: = 0,8 per barre ad aderenza migliorata, = 1,6 per barre con una superficie effettivamente liscia (per esempio, armatura di precompressione);	
k_2 è un coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni: = 0,5 per flessione, = 1,0 per trazione pura.	
In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k_2 , che possono essere calcolati con la relazione: $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1$ (7.13)	
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max.1}$ 269 [mm] $S_{r,max.2}$ 1998 [mm] $S_{r,max}$ 269 [mm]
$\phi_{0q} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}$	
$k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1$ (7.13)	
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$W_{k,lim}$ 0.30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	W_k 0.05 [mm]
$W_k = S_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	

Tabella 13.33: Verifica a fessurazione muro frontale, combinazione SLEq

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 44.53 [MPa]
Asse neutro della sezione	X 462.9 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6.00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 5309 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ 160000 [mm ²] $A_{c,eff.2}$ 512367 [mm ²] $A_{c,eff.3}$ 1000000 [mm ²] $A_{c,eff.min}$ 160000 [mm ²]
$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, $h_{c,eff}$, dove $h_{c,eff}$ è il minore tra 2,5 (h-d), (h-x)/3 o h/2 (vedere figura 7.1);	
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$D_{p,eff}$ 0.03318 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3.0 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nei cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0.000134 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc}$ 0.000004 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0.000134 [-]
$\rho_{p,eff} = (A_s + \alpha_e^2 A_p) / A_{c,eff}$	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$	
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 26.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$S_{max,ref}$ 265 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0.800 [-] k_2 0.500 [-] k_3 3.400 [-] k_4 0.425 [-]
k_1 è un coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente: = 0,8 per barre ad aderenza migliorata, = 1,6 per barre con una superficie effettivamente liscia (per esempio, armatura di precompressione);	
k_2 è un coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni: = 0,5 per flessione, = 1,0 per trazione pura.	
In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k_2 , che possono essere calcolati con la relazione: $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1$ (7.13)	
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max.1}$ 269 [mm] $S_{r,max.2}$ 1998 [mm] $S_{r,max}$ 269 [mm]
$\phi_{0q} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}$	
$k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1$ (7.13)	
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$W_{k,lim}$ 0.30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	W_k 0.04 [mm]
$W_k = S_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

13.4 VERIFICA PALI DI FONDAZIONE

Le verifiche strutturali dei pali di fondazione sono eseguite agli Stati Limite Ultimi con riferimento ai momenti e al taglio agente e agli Stati Limiti d'Esercizio con riferimento alla fessurazione.

La verifica a flessione e a taglio viene eseguita sul palo più sollecitato per la combinazione di calcolo più sollecitante.

13.4.1 Caratteristiche geometriche e meccaniche

Le caratteristiche geometriche e meccaniche dei pali sono riportate di seguito:

Tabella 13.34: Caratteristiche pali

Diametro	D	1.2	m
Area	A	1.13	m^2
Lunghezza	L	32	m
Spaziatura in direzione parallela all'asse stradale	s_y	3.6	m
Spaziatura in direzione ortogonale all'asse stradale	s_z	3.6	m
Momento d'inerzia	I	0.10179	m^4
Momento polare	J	0.20358	m^4
Modulo elastico	E	33643	MPa
Modulo di taglio	G	18000	MPa

13.4.2 Azioni di progetto

Le azioni di progetto della fondazione coincidono alle reazioni vincolari che si otterrebbero vincolando la platea nel baricentro della palificata. Le seguenti tabelle mostrano i valori caratteristici delle azioni agenti direttamente sulla spalla, ai quali vanno sommate le azioni provenienti dall'impalcato.

Tabella 13.35: Dati geometrici e carichi statici Spalla completa (SLU)

PARAMETRI GEOMETRICI						Contributi al piede della platea		
			x [m]	z [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Altezza paraghiaia	h_1+h_7	2.78 m						
Altezza muro	h_2	5.52 m						
Altezza platea fondazione	h_3	2.20 m						
Altezza complessiva	h	10.50 m						
Posizione incastro	x_1	4.7 m						
	z_1	0.00 m						
Posizione appoggio	x_2	2.70 m						
	z_2	7.72 m						
CARICHI STATICI								
Peso proprio paraghiaia	G1a	44.33 kN/m	4.42	9.18	90.00	44.33	0.00	-12.26
Peso proprio muro	G1b	307.69 kN/m	3.14	5.15	90.00	307.69	0.00	-480.67
Peso proprio platea	G1c	517.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	517.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	792.44 kN/m	6.70	2.20	90.00	792.44	0.00	1584.89
Spinta a riposo	S0	446.63 kN/m	4.00	3.50	23.33	176.90	410.10	-1559.17
Sovrappinta pavimentazione	S _{e2}	0.00 kN/m	4.00	5.25	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovrappinta traffico	S _{e1}	89.55 kN/m	4.00	5.25	23.33	35.47	82.23	-456.51
Impronta su paraghiaia	Fr ₁	0.00 kN/m	4.30	10.50	90.00	0.00	0.00	0.00
Frenamento Orizzontale	Fr ₂	0.00 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.36: Carichi sismici Spalla completa (SLV)

CARICHI SISMICI k_v negativo			x [m]	z [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	44.33 kN/m	4.42	9.18	90.00	44.33	0.00	-12.26
Peso proprio muro	G1b	307.69 kN/m	3.14	5.15	90.00	307.69	0.00	-480.67
Peso proprio platea	G1c	517.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	517.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	792.44 kN/m	6.70	2.20	90.00	792.44	0.00	1584.89
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _{ih}	17.91 kN/m	4.42	9.18	0.00	0.00	17.91	-164.42
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _{iv}	-8.95 kN/m	4.42	9.18	90.00	-8.95	0.00	2.48
Inerzia muro orizzontale	G1b _{ih}	124.31 kN/m	3.14	5.15	0.00	0.00	124.31	-640.76
Inerzia muro verticale	G1b _{iv}	-62.15 kN/m	3.14	5.15	90.00	-62.15	0.00	97.10
Inerzia platea orizzontale	G1c _{ih}	208.87 kN/m	4.70	1.10	0.00	0.00	208.87	-229.75
Inerzia platea verticale	G1c _{iv}	-104.43 kN/m	4.70	1.10	90.00	-104.43	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _{ih}	320.15 kN/m	6.70	2.20	0.00	0.00	320.15	-704.32
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _{iv}	-160.07 kN/m	6.70	2.20	90.00	-160.07	0.00	-320.15
Spinta attiva	SA	255.99 kN/m	4.00	3.50	23.33	101.39	235.05	-893.66
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	441.15 kN/m	4.00	5.25	23.33	174.73	405.07	-2248.91
Sovraspinta pavimentazione	S _{G2}	0.00 kN/m	4.00	5.25	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovraspinta traffico	S _{G1}	89.55 kN/m	4.00	5.25	23.33	35.47	82.23	-456.51
Impronta su paraghiaia	Fr ₁	0.00 kN/m	4.30	10.50	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia impronta orizzontale	Fr _{1ih}	0.00 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia impronta verticale	Fr _{1iv}	0.00 kN/m	4.30	10.50	90.00	0.00	0.00	0.00
Frenamento Orizzontale	Fr ₂	0.00 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	0.00	0.00
CARICHI SISMICI k_v positivo			x [m]	z [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	44.33 kN/m	4.42	9.18	90.00	44.33	0.00	-12.26
Peso proprio muro	G1b	307.69 kN/m	3.14	5.15	90.00	307.69	0.00	-480.67
Peso proprio platea	G1c	517.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	517.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	792.44 kN/m	6.70	6.35	90.00	792.44	0.00	1584.89
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _{ih}	17.91 kN/m	4.42	9.18	0.00	0.00	17.91	-164.42
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _{iv}	8.95 kN/m	4.42	9.18	90.00	8.95	0.00	-2.48
Inerzia muro orizzontale	G1b _{ih}	124.31 kN/m	3.14	5.15	0.00	0.00	124.31	-640.76
Inerzia muro verticale	G1b _{iv}	62.15 kN/m	3.14	5.15	90.00	62.15	0.00	-97.10
Inerzia platea orizzontale	G1c _{ih}	208.87 kN/m	4.70	1.10	0.00	0.00	208.87	-229.75
Inerzia platea verticale	G1c _{iv}	104.43 kN/m	4.70	1.10	90.00	104.43	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _{ih}	320.15 kN/m	6.70	6.35	0.00	0.00	320.15	-2032.93
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _{iv}	160.07 kN/m	6.70	6.35	90.00	160.07	0.00	320.15
Spinta attiva	SA	255.99 kN/m	4.00	3.50	23.33	101.39	235.05	-893.66
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	411.36 kN/m	4.00	5.25	23.33	162.93	377.72	-2097.06
Sovraspinta pavimentazione	S _{G2}	0.00 kN/m	4.00	5.25	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovraspinta traffico	S _{G1}	89.55 kN/m	4.00	5.25	23.33	35.47	82.23	-456.51
Impronta su paraghiaia	Fr ₁	0.00 kN/m	4.30	10.50	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia Impronta orizzontale	Fr _{1ih}	0.00 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia impronta verticale	Fr _{1iv}	0.00 kN/m	4.30	10.50	90.00	0.00	0.00	0.00
Frenamento Orizzontale	Fr ₂	0.00 kN/m	4.30	10.50	0.00	0.00	0.00	0.00

Le azioni ottenute dal modello bidimensionale sono combinate con le azioni dell'impalcato, considerate nello spazio tridimensionale, in modo da ottenere le 6 forze necessarie al calcolo della fondazione. La verifica dei pali di fondazione è effettuata tramite lo studio delle combinazioni di carico valutate più significative, a seconda dell'azione massimizzata, come mostrato nelle seguenti tabelle.

Tabella 13.37: Azioni di calcolo pali (SLU/SLV)

SPALLA CON DOPPIO IMPALCATO						
	Fy [kN]	Fz [kN]	Fx [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	Mx [kNm]
SLV1	24574.65	-1014.75	17045.94	-8468.87	-163364.53	-10076.99
SLV3	23993.04	-1014.75	20180.15	-8241.71	-166361.61	-10076.99
SLV6	-14577.86	1014.75	9614.72	9228.31	89094.01	10076.99
SLV9	10871.27	-3382.49	14445.01	-29115.59	-75004.04	-9179.23
SLV12	10696.79	3382.49	17754.84	30102.19	-80261.46	4350.73
SLU5	13959.75	136.58	27682.68	4287.59	-95150.68	273.17

SPALLA CON IMPALCATO SINGOLO						
	Fy [kN]	Fz [kN]	Fx [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	Mx [kNm]
SLV1	16528.47	-535.89	12981.76	-4672.96	-107517.93	-1071.78
SLV9	7601.00	-1786.30	11017.46	-15576.54	-52038.77	-3572.60
SLU1	8562.04	-88.80	16013.17	-774.34	-52785.00	-177.60
SLU3	10542.85	-73.08	19448.67	-637.26	-68944.47	-146.16

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

13.4.3 Risultati dell'analisi

Si riportano di seguito i grafici delle combinazioni che danno il maggior valore di taglio e di momento flettente per entrambe le spalle.

Figura 13.38: Massima azione di taglio (combinazione SLV1, Spalla Dx)

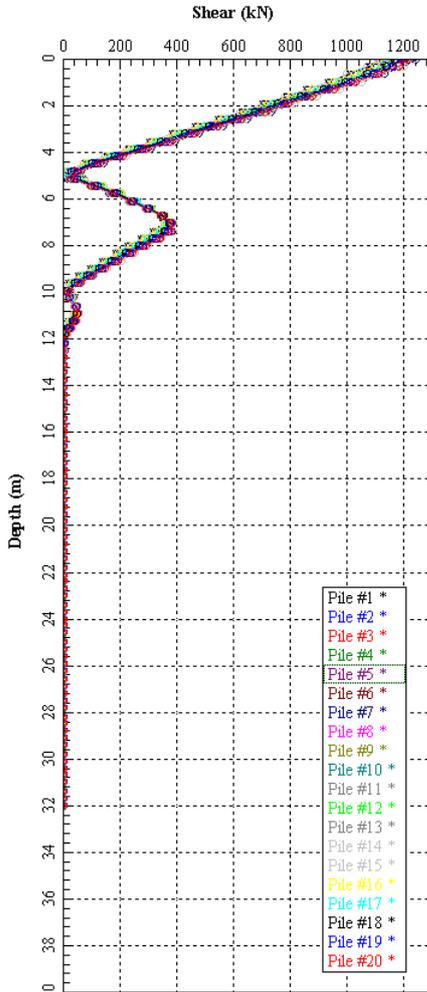
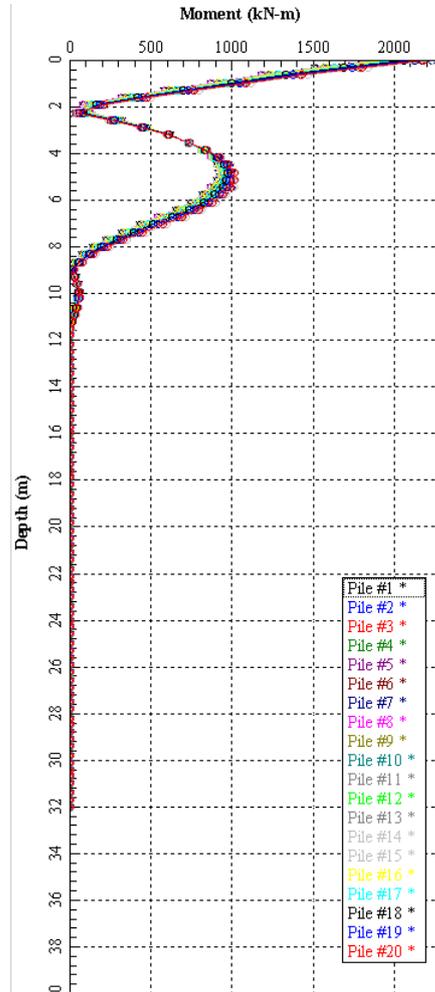


Figura 13.39: Massimo momento flettente (combinazione SLV1, Spalla Dx)



Si riportano inoltre i valori massimi delle azioni in cima ai pali

Tabella 13.40: Involuppi massimi e minimi delle azioni Spalla Dx (SLV)

		INVILUPPO VALORI - SLV					
		δ_x	$\delta_{lat,TOT}$	N	V_{TOT}	M_x	$M_{flet,TOT}$
		[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
MAX	N	0.0035	0.0058	4080	1085	-8	1794
	V_{TOT}			-2530	1240	-8	2230
	M_x			-	-	5	-
	$M_{flet,TOT}$			3800	1234	-8	2240
MIN	N	-0.0020	0.0000	-2530	1240	-8	2230
	V_{TOT}			-	0	-	-
	M_x			-	-	-8	-
	$M_{flet,TOT}$			-	-	-	0

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.41: Involuppi massimi e minimi delle azioni Spalla Dx (SLU)

		INVILUPPO VALORI - SLU					
		δ_x [m]	$\delta_{lat,TOT}$ [m]	N [kN]	V_{TOT} [kN]	M_x [kN]	$M_{flet,TOT}$ [kN]
MAX	N	0.0020	0.0013	2540	514	1	593
	V_{TOT}			1890	562	1	695
	M_x			-	-	1	-
	$M_{flet,TOT}$			1890	562	1	695
MIN	N	-0.0007	0.0000	-960	556	1	676
	V_{TOT}			-	0	-	-
	M_x			-	-	0	-
	$M_{flet,TOT}$			-	-	-	0

Tabella 13.42: Involuppi massimi e minimi delle azioni Spalla Sx (SLV)

		INVILUPPO VALORI - SLV					
		δ_x [m]	$\delta_{lat,TOT}$ [m]	N [kN]	V_{TOT} [kN]	M_x [kN]	$M_{flet,TOT}$ [kN]
MAX	N	0.0031	0.0047	3760	1091	-2	1862
	V_{TOT}			3620	1111	-2	1922
	M_x			-	-	0	-
	$M_{flet,TOT}$			3620	1111	-2	1922
MIN	N	-0.0017	0.0000	-2210	1110	-2	1910
	V_{TOT}			-	0	-	-
	M_x			-	-	-2	-
	$M_{flet,TOT}$			-	-	-	0

Tabella 13.43: Involuppi massimi e minimi delle azioni Spalla Sx (SLU)

		INVILUPPO VALORI - SLU					
		δ_x [m]	$\delta_{lat,TOT}$ [m]	N [kN]	V_{TOT} [kN]	M_x [kN]	$M_{flet,TOT}$ [kN]
MAX	N	0.0024	0.0020	3040	702	0	968
	V_{TOT}			-537	705	0	972
	M_x			-	-	0	-
	$M_{flet,TOT}$			-537	705	0	972
MIN	N	-0.0004	0.0000	-537	705	0	972
	V_{TOT}			-	0	-	-
	M_x			-	-	0	-
	$M_{flet,TOT}$			-	-	-	0

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Si riportano inoltre le combinazioni che danno i valori massimi di azioni assiali, per la verifica della capacità portante e il dimensionamento della platea di fondazione.

Figura 13.44: Azione assiale (combinazione SLV3, Spalla Dx)

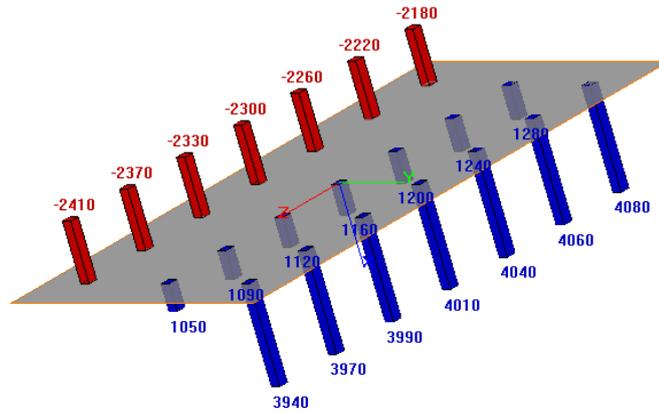
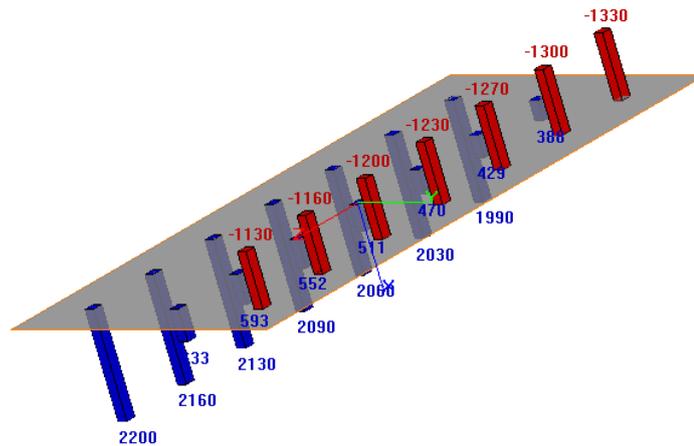


Figura 13.45: Azione assiale (combinazione SLV6, Spalla Dx)



RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

13.4.4 Verifica di capacità portante dei pali

La capacità portante verticale dei pali è calcolata secondo quanto espresso al paragrafo 11.1.2 e il cui valore di calcolo è pari a :

$$Q_{amm,cal} = Q_{B,cal} + Q_{L,cal} = q_{lim}A_b + \sum_{i=1}^n (\pi \cdot D \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{lim,i})$$

Trattandosi di terreno coesivo in condizioni non drenate si ha:

$$q_{lim} = \sigma_v + 9 C_u$$

$$\tau_{lim} = \alpha \cdot C_u$$

Il valore caratteristico è dato da:

$$Q_{amm,k} = Q_{B,k} + Q_{L,k} = \frac{Q_{B,cal}}{\xi_3} + \frac{Q_{L,cal}}{\xi_3}$$

Mentre il valore di calcolo assume la forma:

$$Q_{amm,d} = Q_{B,d} + Q_{L,d} = \frac{Q_{B,cal}}{\gamma_b} + \frac{Q_{L,cal}}{\gamma_s}$$

Nell'ultima termine della formula di cui sopra, il valore di γ_s è sostituito con $\gamma_{s,t}$ se si è in condizioni di palo in trazione.

I valori di ξ_3 , γ_b , γ_s e $\gamma_{s,t}$ sono definiti dalla normativa al paragrafo 6.4.3.1.1 nelle tabelle 6.4.IV e 6.4.II sotto riportate.

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tab. 6.4.II - Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^o	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^o da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Il valore di α sono ottenuti dalla seguente tabella:

Tabella 13.46: Valori del coefficiente α in relazione al valore di C_u

Tipo di palo	Valori di c_u (kPa)	Valori di α
Battuto	$c_u \leq 25$	1,0
	$25 < c_u < 70$	$1 - 0,011(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0,5
Trivellato	$c_u \leq 25$	0,7
	$25 < c_u < 70$	$0,7 - 0,008(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0,35

Tab. 13.3. Valori di α (eq. 13.9)

In particolare, utilizzando pali trivellati ed essendo $c_u = 150 > 70$ risulta $\alpha = 0.35$.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

La scelta dei parametri di resistenza è stata effettuata considerando le proprietà geotecniche dei terreni presenti in sito e delle tecniche utilizzate in fase di costruzione (pali trivellati). Si considera un numero di indagini indagate pari a 2 con conseguente valore di $\xi_3 = 1,65$.

Nelle tabelle seguenti, l'azione dovuta al palo è pari al peso dello stesso, contributo non valutato dal programma di calcolo.

- VERIFICA A COMPRESSIONE

La verifica a compressione agli SLV viene condotta sugli involuipi della spalla destra.

Tabella 13.47: Verifica capacità portante a compressione (Spalla Dx)

CALCOLO AZIONI			RESISTENZE				Esito
STRUTTURA (SLV)	PALO (carat)	Ned	Qb,d	Qs,d	Qd	Fs	SODDISFATTA
kN	kN	kN	kN	kN	kN		
4080	1018	5403	1607	4078	5685	1.05	

$$N_{Ed} = 5403kN < 5685kN = Q_d$$

Il fattore di sicurezza relativo alla capacità portante a compressione è pari a:

$$FS = 1.05$$

La verifica a compressione agli SLU viene condotta sugli involuipi della spalla sinistra.

Tabella 13.48: Verifica capacità portante a compressione (Spalla Sx)

CALCOLO AZIONI			RESISTENZE				Esito
STRUTTURA (SLV)	PALO (carat)	Ned	Qb,d	Qs,d	Qd	Fs	SODDISFATTA
kN	kN	kN	kN	kN	kN		
3040	1018	4363	1190	3546	4737	1.09	

$$N_{Ed} = 4363kN < 4737kN = Q_d$$

Il fattore di sicurezza relativo alla capacità portante a compressione è pari a:

$$FS = 1.09$$

Il minimo dei fattori di sicurezza sopra riportati è pari a:

$$FS = 1.09$$

- VERIFICA A TRAZIONE

La verifica a trazione agli SLV viene condotta sugli involuipi della spalla destra.

Tabella 13.49: Verifica capacità portante a trazione (Spalla Dx)

CALCOLO AZIONI			RESISTENZE				Esito
STRUTTURA (SLV)	PALO (carat)	Ned	Qb,d	Qs,d	Qd	Fs	SODDISFATTA
kN	kN	kN	kN	kN	kN		
-2530	1018	-1207	0	4078	4078	3.38	

$$|N_{Ed}| = 1207kN < 4078kN = Q_d$$

Il fattore di sicurezza relativo alla capacità portante a compressione è pari a:

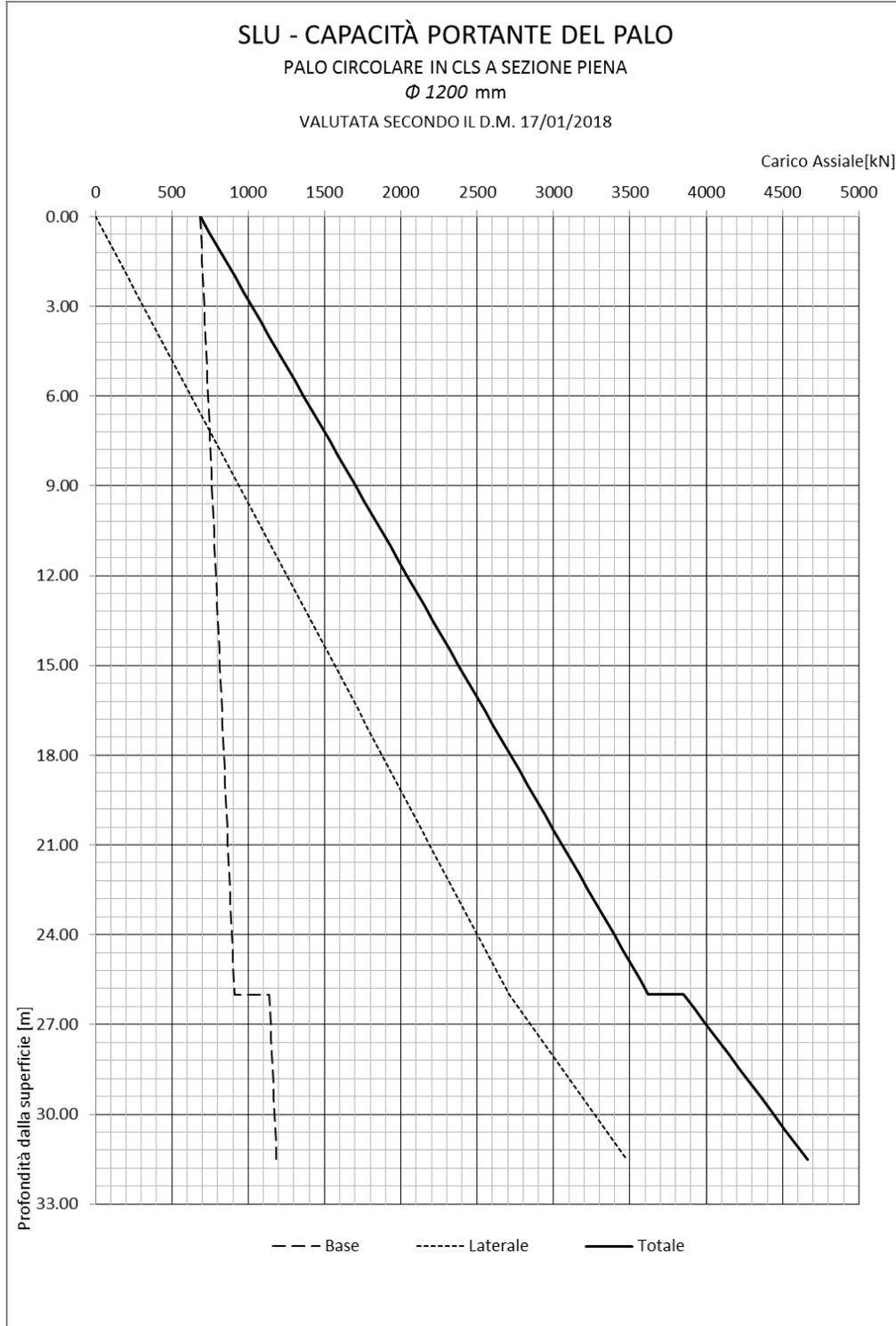
$$FS = 3.38$$

Agli SLU i pali non vanno mai in trazione, visto che il valore minimo è pari a $|-960kN| < -1018kN$ (=peso proprio palo)

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

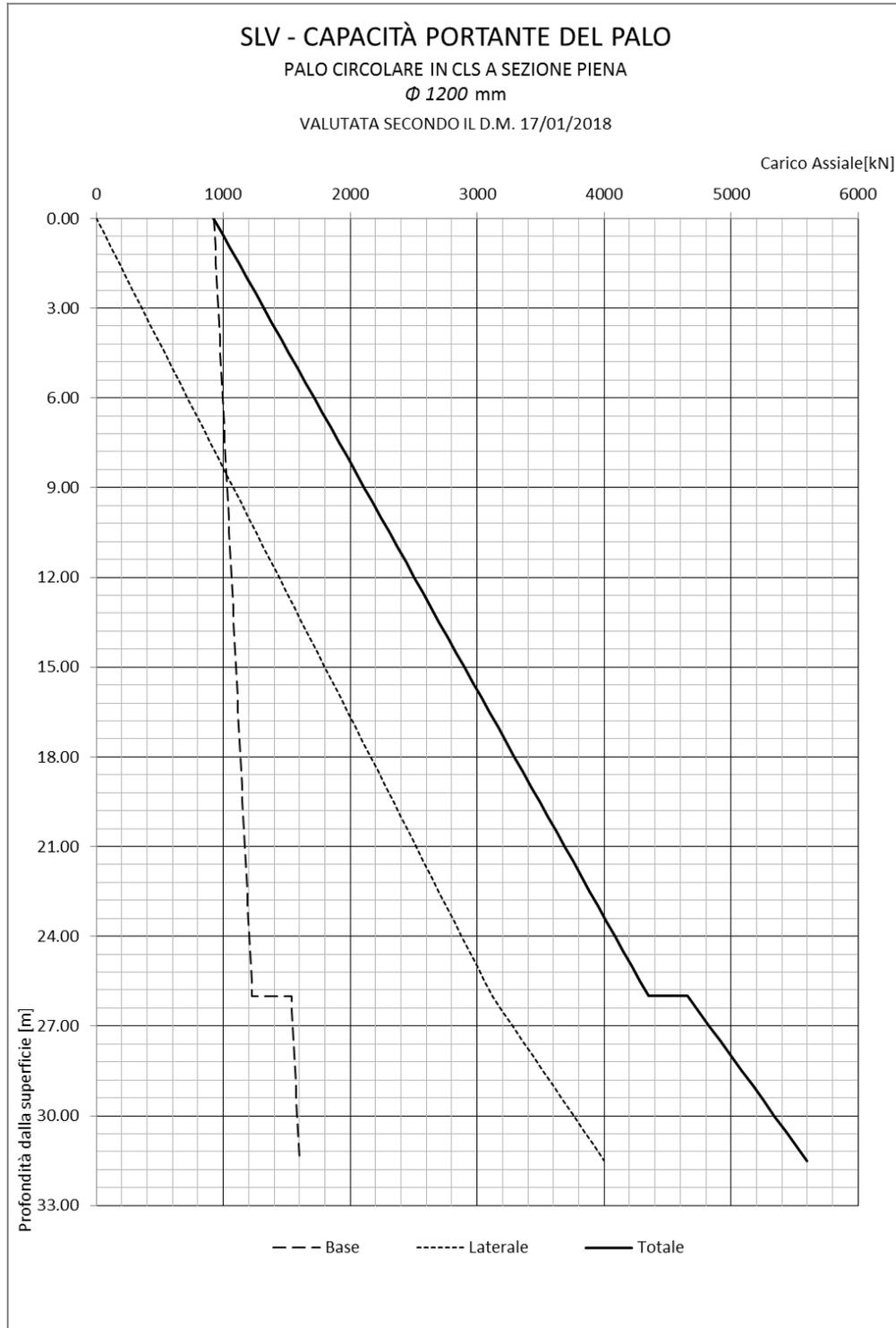
Si riporta di seguito il grafico della capacità portante agli SLU e agli SLV con l'aumentare della profondità:

Figura 13.50: Capacità portante del palo agli SLU



RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 13.51: Capacità portante del palo agli SLV

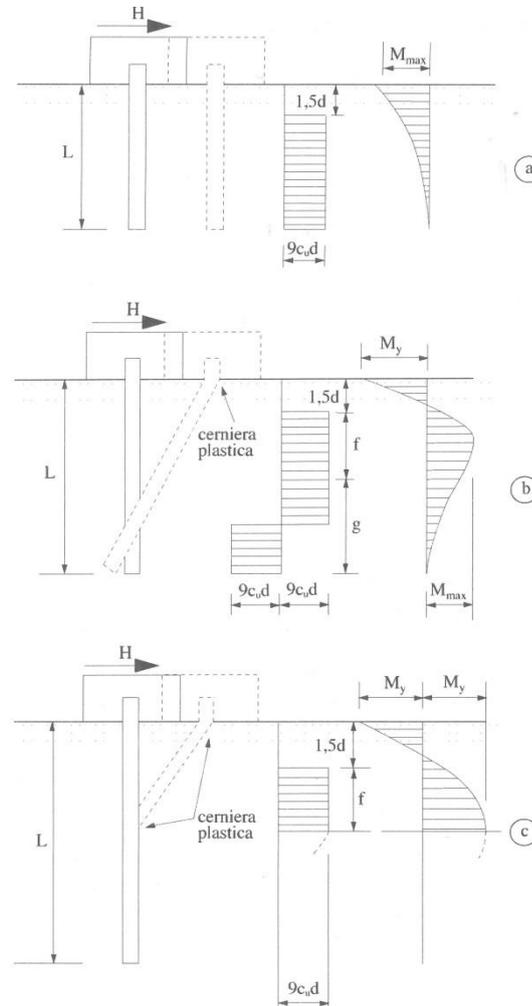


RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

13.4.5 Verifica a carico limite orizzontale

I possibili meccanismi di rottura per carico limite orizzontale sono mostrati in Figura 13.52 e possono essere indicati come rottura a palo "corto", "intermedio" e "lungo".

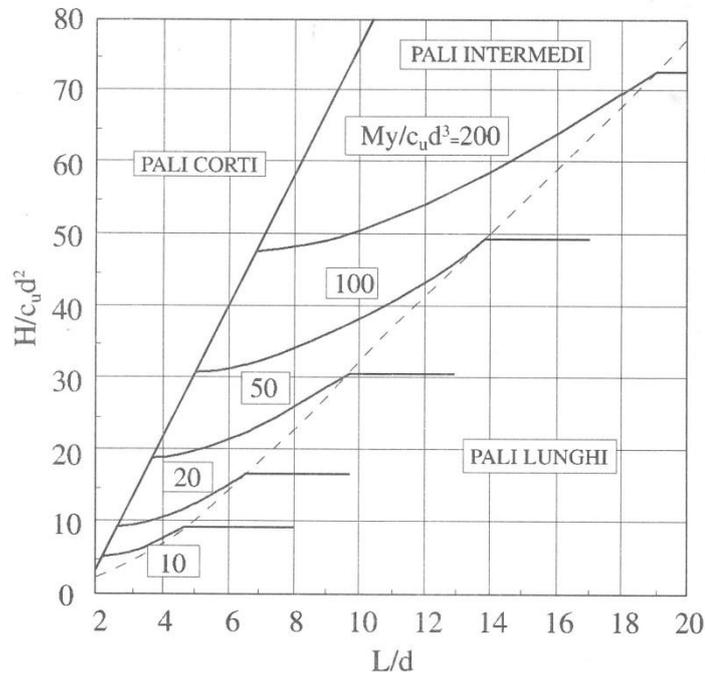
Figura 13.52: Comportamento a palo "corto" (a), "intermedio" (b) e "lungo" (c)



Per i terreni coesivi, la definizione della categoria di appartenenza di un palo è definita in relazione della sua geometria (lunghezza L e diametro d), della sua resistenza (Momento di plasticizzazione M_y) e delle caratteristiche del terreno (coesione non drenata c_u) come mostrato dalla Figura 13.53.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 13.53: Criterio di classificazione dei pali



Visto l'elevato rapporto tra lunghezza e diametro $L/D = 26.67$ si ipotizza in prima approssimazione di trovarsi in condizione di pali lunghi.

Il valore di forza orizzontale massima H è quindi dato da:

$$H = c_u d^2 \cdot \left(-13.5 + \sqrt{182.25 + 36 \cdot \frac{M_y}{c_u d^3}} \right)$$

Per trovare la resistenza di progetto minima $V_{Rd,min}$ si impone, analogamente a quanto fatto per il caso della capacità portante verticale $V_{Rd,min} = \frac{H}{\xi_4 \cdot \gamma_T}$.

Inoltre, imponendo $V_{Rd,min} = V_{Ed} = 1240kN$ pari al valore massimo agli SLV si trova:

$$M_{y,min} = 3212.17kNm$$

Si ipotizzano quindi come ferri longitudinali $32\phi 30$ che restituiscono un momento di plasticizzazione di $M_y = 3421kNm$ come mostrato dalla Figura 13.54. Il momento così trovato comporta un rapporto di $M_y/c_u d^3 = 13.2$ che conferma l'ipotesi di comportamento a palo "lungo" fatta in precedenza.

Si riportano di seguito le verifiche agli SLV e agli SLU

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 13.54: Calcolo momento massimo

Tabella 13.55: Verifica capacità portante laterale (SLV)

CALCOLO AZIONI		CALCOLO AZIONI		RESISTENZE		Esito
V_{Ed}	H_{cal}	H_k	H_d	F_s		
kN	kN	kN	kN			SODDISFATTA
1240	2622	1589	1589	1.28		

Tabella 13.56: Verifica capacità portante laterale (SLU)

CALCOLO AZIONI		CALCOLO AZIONI		RESISTENZE		Esito
V_{Ed}	H_{cal}	H_k	H_d	F_s		
kN	kN	kN	kN			SODDISFATTA
705	2622	1589	1589	1.73		

13.4.6 Riassunto verifiche geotecniche

Si riporta di seguito una tabella che riassume i fattori di sicurezza delle verifiche geotecniche. Essendo i valori maggiori dell'unità tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Tabella 13.57: Fattori di sicurezza verifiche geotecniche

VERIFICA	FS
Compressione SLV	1.05
Compressione SLU	1.09
Trazione SLV	3.38
Trazione SLU	non presente
Laterale SLV	1.28
Laterale SLU	1.78

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

13.4.7 Verifica dei cedimenti massimi

Al fine di verificare che gli spostamenti della spalla allo SLV non inducano l'impalcato a rottura, si è calcolata la risposta della fondazione in tale condizione.

I cedimenti massimi dei pali sono riportati tra la Tabella 13.40 e la Tabella 13.43. In particolare, il massimo spostamento orizzontale in testa ai pali è di circa 6 mm, mentre quello verticale è meno di 4 mm, pertanto si ritengono sufficientemente piccoli da non indurre l'impalcato sovrastante a rottura.

13.4.8 Verifica a flessione, testa palo

Visto che si è in presenza di azioni di trazione, si considera il contributo dell'azione assiale nel calcolo della resistenza dei pali. In particolare, il valore utilizzato è pari a $N_{Ed} = -1100 \text{ kN}$.

$$M_{Ed} = 2240 \text{ kNm}$$

$$A_s = 25\phi 28$$

$$M_{Rd} = 3421 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

La sezione risulta verificata con $32\phi 30$.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

13.4.9 Verifica a taglio, testa palo

La verifica viene condotta secondo quanto prescritto al Par. 4.1.2.1.3 del D.M. 17/01/2018

$$V_{Ed} = 1240 \text{ kN}$$

Per la valutazione del taglio resistente, la sezione viene assimilata ad una sezione rettangolare equivalente, tramite la formula di Clarke e Birjandi.

Figura 13.58: calcolo della sezione equivalente rettangolare

Sezione circolare (Clarke & Birjandi)			
D	120	cm	diametro sezione
d'	8.2	cm	copriferro meccanico - rispetto al centro delle barre longitudinali
r	60	cm	raggio sezione
r _s	51.8	cm	raggio del cerchio passante per i centri delle armature longitudinali
senα	0.55		
α	0.58	RAD	
d	93.0	cm	altezza utile effettiva
A	9402.7	cm ²	area effettiva
b	101.1	cm	base effettiva

Figura 13.59 Verifica a taglio

Dati di input			
Rck		32	N/mm ²
fck		27	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione	f _{cm} =	2.7	N/mm ² = 0.3 x fck ^{2/3}
Coefficiente sicurezza cls	γ _c =	1.5	
Coefficiente carichi lunga durata	α _{cc} =	0.85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	15.05	N/mm ² = α _{cc} x fck / γ _c
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f _{yk} =	450	N/mm ²
Coefficiente sicurezza acciaio	γ _s =	1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	f _{yd} =	391	N/mm ² = f _{yk} / γ _s
Forza di taglio di calcolo	V _{sd} =	1240	kN
Forza assiale di calcolo	N _{sd} =	0	kN
Larghezza sezione	b _w =	101.1	cm = 1011 mm
altezza della sezione	H =	93	cm = 930 mm
Copriferro	c =	6	cm
Diametro barre superiori	φ ₂ =	26	mm (armatura compressa)
Diametro barre inferiori	φ ₁ =	26	mm (armatura tesa)
Diametro staffe	φ _{st} =	16	mm
Numero di barre superiori	N ₂ =	16	
Numero di barre inferiori	N ₁ =	16	
altezza utile della sezione	d =	93	cm = 930 mm
Verifica delle bielle compresse: V _r cd			
V _r cd = [0.9 x d x b _w x α _c x f _{cd} x (cotgα + cotgβ)] / [1 + (cotgβ) ²]			
Definizione del coefficiente maggiorativo α _c	σ _{cp} <	0.00	=> α _c = 1 membrane non compresse
	0.00 =< σ _{cp} <	3.76	=> α _c = 1.00
	3.76 =< σ _{cp} <=	7.53	=> α _c = 1.25
	7.53 < σ _{cp} <	15.05	=> α _c = 2.50 membrane fortemente compresse
Essendo	σ _{cp} =	0.00	N/mm ² si assume quindi α _c = 1
Resistenza a compressione ridotta	f _{cd} =	7.53	N/mm ² = 0.5 x fcd
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio	α =	90	° (45° per ferri piegati e 90° per staffe)
	α =	1.57	rad
Angolo di inclinazione dei puntoni compressi	β =	45	° (compreso tra 21.8° e 45°)
	β =	0.79	rad
V _r cd =		3183.99	kN
		OK - VERIFICA SODDISFATTA	
Verifica dell'armatura a taglio: V _r sd			
V _r sd = 0.9 x d x (A _{sw} / s) x f _{yd} x (cotgα + cotgβ) x sinα			
Passo delle staffe	s =	10	cm
Diametro staffe	φ _{st} =	16	mm
Braccia resistenti	n =	2	
Area armatura a taglio	A _{sw} =	4.02	cm ² = 402 mm ²
Percentuale minima di armatura	p _{w,min} =	0.0009	mm = 0.08 x (F _{ck} ^{0.5}) / F _{yk}
Area minima di armatura a taglio	A _{w,min} =	92.63	mm ² = p _{w,min} x s x B _w x senα (EC2-Par.9.2.2)
V _r sd =		1317.04	kN
		OK - VERIFICA SODDISFATTA	

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Si predispone una spirale $\phi 16$ passo 10, garantendo un taglio resistente di $V_{Rd} = 1317kN$.

Dai grafici al paragrafo 13.4.3 emerge come dopo circa $3 \div 4m$ dalla testa dei pali, il valore del taglio sia ridotto di più della metà del valore massimo. Per questo motivo si modifica l'armatura a taglio nel modo seguente:

- Spirale $\phi 16/10$ fino a $4m$ dalla testa del palo;
- Spirale $\phi 16/20$ dopo $4m$ dalla testa del palo.

13.4.10 Verifica a fessurazione – Combinazione SLE frequente

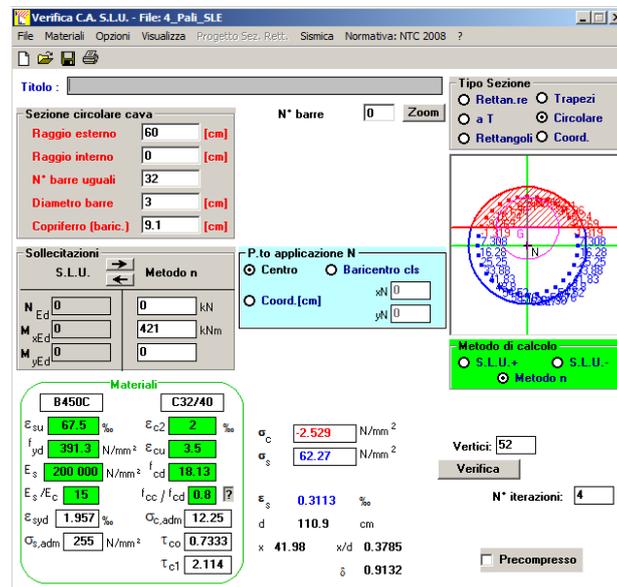
Tabella 13.60: Valori massimi delle azioni Spalla Dx

MASSIMI VALORI SLEF					
δ_x	$\delta_{lat,TOT}$	N	V_{TOT}	M_x	$M_{flet,TOT}$
[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
0.002	0.001	2040	408	0	378

Tabella 13.61: Valori massimi delle azioni Spalla Sx

MASSIMI VALORI SLEF					
δ_x	$\delta_{lat,TOT}$	N	V_{TOT}	M_x	$M_{flet,TOT}$
[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
0.0018	0.0009	2060	431	0	421

Figura 13.62 Calcolo tensioni maxime acciaio combinazione SLE frequente



RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 13.63 Verifica fessurazione combinazione SLE frequente

Dati	Verifica fessurazione sezione circolare CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6	
σ_s	62 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
R _{ck}	32.0 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_l	30 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_s	16 mm	Diametro staffe o spirale
n	32	Numero ferri longitudinali
c	60 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
D	1200 mm	Diametro
k ₁	0.4	kt=0,6;0,4 carichi breve durata/lunga durata
k ₂	0.5	k2=0,5;1,0 caso flessione/trazione semplice
k ₃	0.8	k1=0,8;1,6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0.3 mm	Valore limite apertura fessure
Dati		
f _{ck}	26.6 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	100 mm	Interasse ferri longitudinali
A _φ	707 mm ²	Area barra longitudinale
E _s	210000.0 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a
f _{ctm}	2.7 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E _{cm}	31915.0 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α _e	6.58	Rapporto Es/Ecm
f _{ctm}	34.6 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ _{eff}	0.0472	Rapporto area acciaio/area efficace
ε _{sm1}	0.000155	Deformazione unitaria media barre di calcolo
ε _{sm2}	0.000178	Deformazione unitaria media barre valore minimo
ε _{sm}	0.000178	Deformazione unitaria media
k ₅	3.4	Coefficiente
k ₄	0.4	Coefficiente
Δs _{max}	312.2 mm	Distanza massima tra le fessure
w _d	✓ 0.056 mm	Valore di calcolo apertura fessure

13.4.11 Verifica a fessurazione – Combinazione SLE quasi permanente

Tabella 13.64: Valori massimi delle azioni Spalla Dx

MASSIMI VALORI SLEq					
δ_x	$\delta_{lat,TOT}$	N	V _{TOT}	M _x	M _{flet,TOT}
[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
0.0016	0.001	1760	371	0	330

Tabella 13.65: Valori massimi delle azioni Spalla Sx

MASSIMI VALORI SLEq					
δ_x	$\delta_{lat,TOT}$	N	V _{TOT}	M _x	M _{flet,TOT}
[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
0.0016	0.0007	1810	392	0	366

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 13.66 Calcolo tensioni massime acciaio combinazione SLE quasi permanente

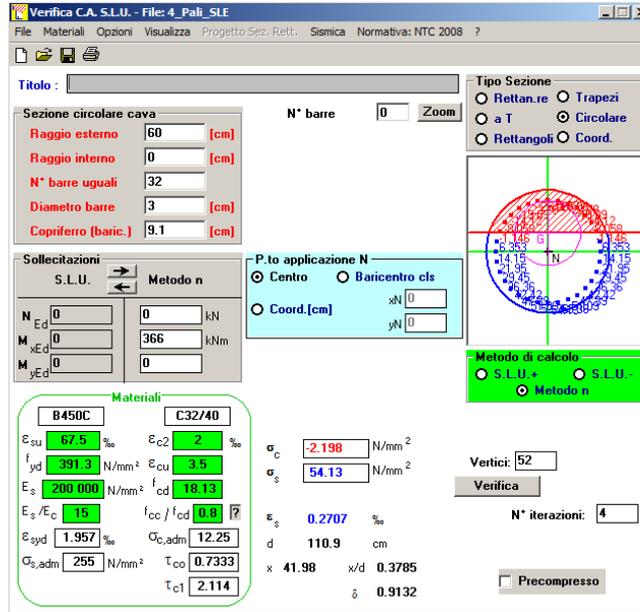


Figura 13.67 Verifica fessurazione combinazione SLE quasi permanente

Verifica fessurazione sezione circolare CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6		
σ_s	54 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
R _{ck}	32.0 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_l	30 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_s	16 mm	Diametro staffe o spirale
n	32	Numero ferri longitudinali
c	60 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
D	1200 mm	Diametro
k _t	0.4	kt=0,6;0,4 carichi breve durata/longa durata
k ₂	0.5	k2=0,5;1,0 caso flessione/trazione semplice
k ₁	0.8	k1=0,8;1,6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0.2 mm	Valore limite apertura fessure
Dati		
f _{ck}	26.6 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	100 mm	Interasse ferri longitudinali
A _φ	707 mm ²	Area barra longitudinale
E _s	210000.0 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a
f _{ctm}	2.7 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E _{cm}	31915.0 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α _e	6.58	Rapporto Es/Ecm
f _{cm}	34.6 N/mm ²	Resistenza media cls
D _{eff}	0.0472	Rapporto area acciaio/area efficace
ε _{sm1}	0.000116	Deformazione unitaria media barre di calcolo
ε _{sm2}	0.000155	Deformazione unitaria media barre valore minimo
ε _{sm}	0.000155	Deformazione unitaria media
k ₃	3.4	Coefficiente
k ₄	0.4	Coefficiente
Δs _{max}	312.2 mm	Distanza massima tra le fessure
w _d	0.048 mm	Valore di calcolo apertura fessure

14 PLATEA DI FONDAZIONE

Il calcolo della platea di fondazione della spalla viene effettuata facendo riferimento alle azioni trasmesse dai pali di fondazione per la combinazione di carico più gravosa.

14.1.1 Platea a monte

La platea a monte viene modellata longitudinalmente (lungo x) come una mensola incastrata al muro frontale e caricata con un carico uniformemente distribuito dovuto al peso del terreno, della platea e all'eventuale sovraccarico stradale e con le forze verticali concentrate dovute alle reazioni dei singoli pali, come riportato nello schema seguente.

Figura 14.1: Sezione spalla

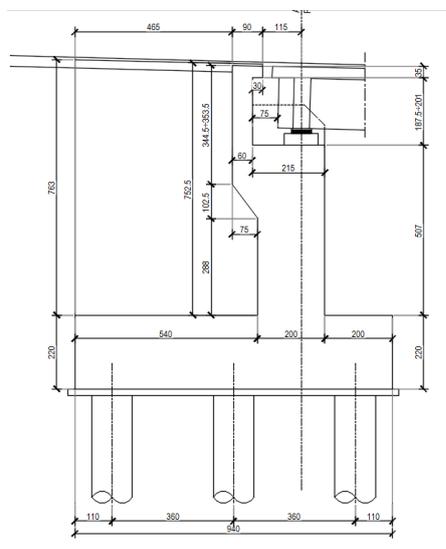
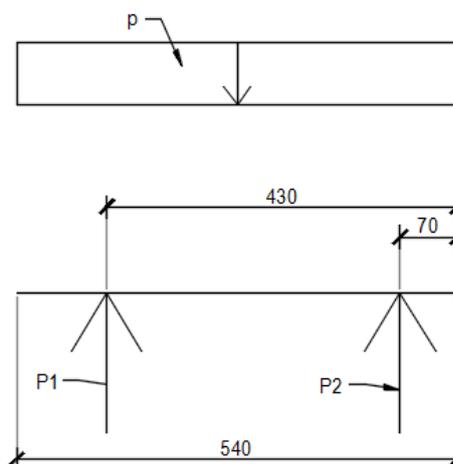


Figura 14.2: Schematizzazione platea a monte



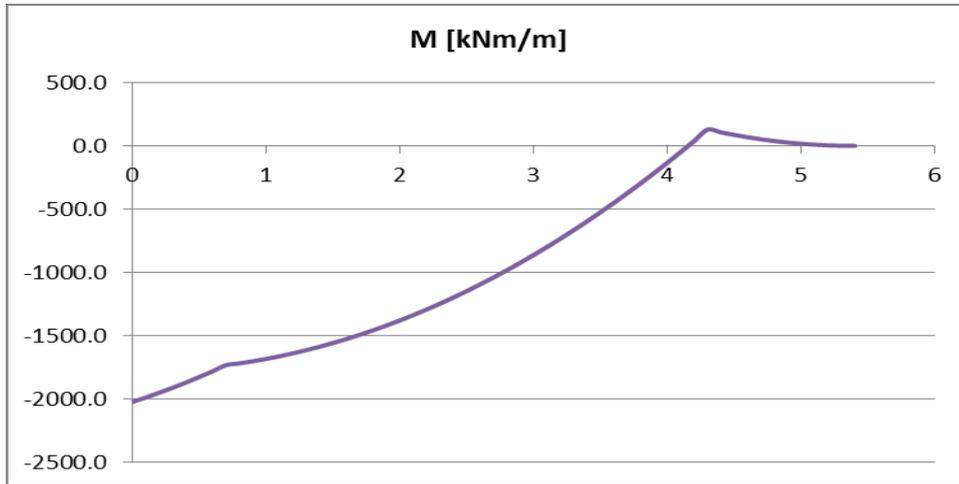
I carichi agenti $P_1 = 4080kN$ e $P_2 = 1280kN$ provenienti dai pali sono divisi per il loro interasse (3.6m) per definire il carico a metro lineare: $P_1 = 1133.33kN/m$ e $P_2 = 355.56kN/m$. I pesi propri del

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

terreno al di sopra della platea di fondazione p_t e della platea stessa p_p sono sommati per ottenere il carico distribuito $p = 212.7 \text{ kN/m/m}$. La mensola ha una lunghezza di $L = 5.40 \text{ m}$ e i carichi sono applicati alle distanze $x_1 = 4.3 \text{ m}$ e $x_2 = 0.7 \text{ m}$.

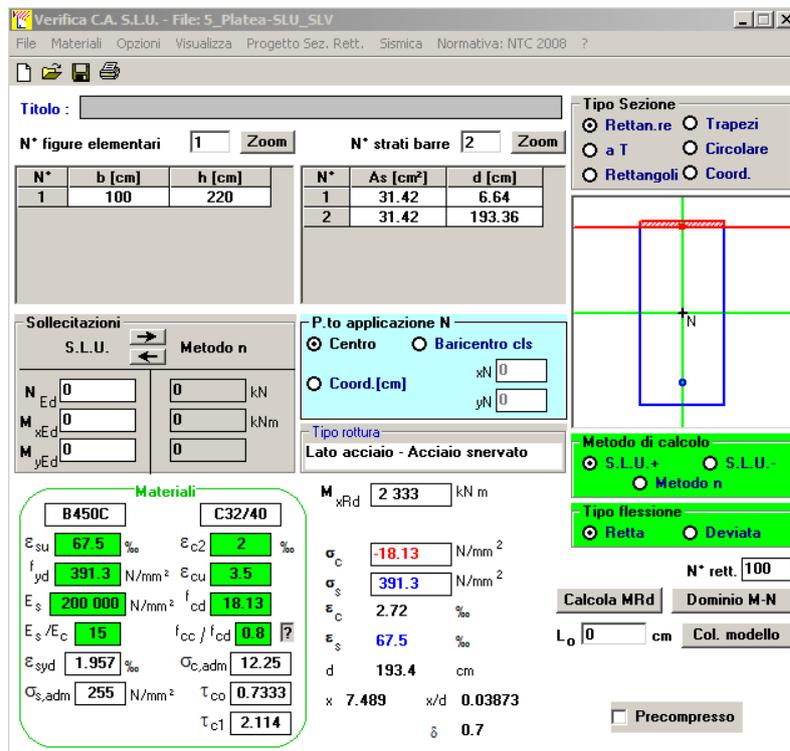
Il momento massio agente in valore assoluto è pari a $M_{Ed} = 2021 \text{ kNm}$.

Figura 14.3: Momento flettente platea di fondazione



La sezione risulta verificata con armatura $\phi 20/10$ al lembo superiore e al lembo inferiore.

Figura 14.4: Verifica a flessione, platea di fondazione



N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	220	1	31.42	6.64
			2	31.42	193.36

Materiali:
 B450C: $\epsilon_{su} = 67.5\%$, $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$, $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_{s,adm} = 1.957\%$, $\sigma_{s,adm} = 255 \text{ N/mm}^2$
 C32/40: $\epsilon_{c2} = 2\%$, $\epsilon_{cu} = 3.5\%$, $f_{cd} = 18.13$, $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$, $\sigma_{c,adm} = 12.25$, $\tau_{co} = 0.7333$, $\tau_{c1} = 2.114$

Calcoli:
 $M_{xRd} = 2333 \text{ kNm}$
 $\sigma_c = -18.13 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$
 $\epsilon_c = 2.72\%$
 $\epsilon_s = 67.5\%$
 $d = 193.4 \text{ cm}$
 $x = 7.489$, $x/d = 0.03873$
 $\delta = 0.7$

Il taglio massimo in valore assoluto è pari a $V_{Ed} = 878 \text{ kN}$.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 14.5: Taglio platea di fondazione

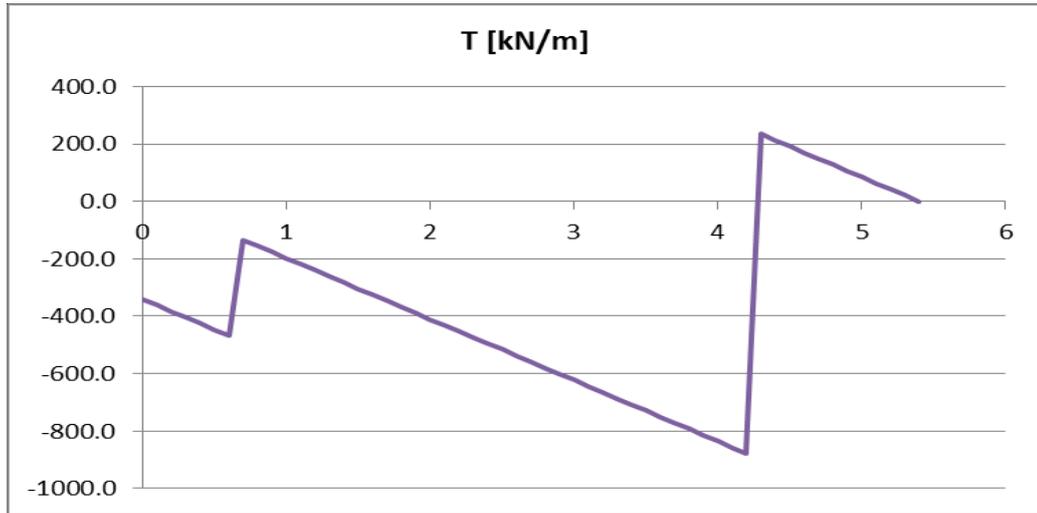


Figura 14.6: Verifica a taglio, platea di fondazione

Dati di input			
Rck		32	N/mm ²
fck		27	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	2.7	N/mm ² = $0.3 \times f_{ck}^{2/3}$
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1.5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} =$	15.05	N/mm ² = $\alpha_{cc} \times f_{ctm} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391	N/mm ² = f_{yk} / γ_s
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$	1053.6	kN
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$	0	kN
Larghezza sezione	$b_w =$	120	cm = 1200 mm
altezza della sezione	$H =$	220	cm = 2200 mm
Copriferro	$c =$	4	cm
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	20	mm (armatura compressa)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	20	mm (armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	20	mm
Numero di barre superiori	$N_2 =$	12	
Numero di barre inferiori	$N_1 =$	12	
altezza utile della sezione	$d =$	220	cm = 2200 mm
Verifica delle bielle compresse: V_{rzd}			
$V_{rzd} = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot\alpha + \cot\theta)] / [1 + (\cot\theta)^2]$			
Definizione del coefficiente maggiorativo α_c	$\sigma_{cp} <$	0.00	$\Rightarrow \alpha_c = 1$ membrature non compresse
	$0.00 \leq \sigma_{cp} <$	3.76	$\Rightarrow \alpha_c = 1.00$
	$3.76 \leq \sigma_{cp} <$	7.53	$\Rightarrow \alpha_c = 1.25$
	$7.53 \leq \sigma_{cp} <$	15.05	$\Rightarrow \alpha_c = 2.50$ membrature fortemente compresse
Essendo	$\sigma_{cp} =$	0.00	N/mm ² si assume quindi $\alpha_c = 1$
Resistenza a compressione ridotta	$f_{cd} =$	7.53	N/mm ² = $0.5 \times f_{cd}$
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio	$\alpha =$	90	° (45° per ferri piegati e 90° per staffe)
	$\alpha =$	1.57	rad
Angolo di inclinazione dei puntoni compressi	$\theta =$	45	° (compreso tra 21.8° e 45°)
	$\theta =$	0.79	rad
	$V_{rzd} =$	8940.10	kN
		OK - VERIFICA SODDISFATTA	
Verifica dell'armatura a taglio: V_{rsd}			
$V_{rsd} = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot\alpha + \cot\theta) \times \sin\alpha$			
Passo delle staffe	$s =$	60	cm = 600 mm
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	20	mm
Braccia resistenti	$n =$	3	
Area armatura a taglio	$A_{sw} =$	9.42	cm ² = 942 mm ²
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min} =$	0.0009	mm = $0.08 \times (F_{ck} \times 0.5) / F_{yk}$
Area minima di armatura a taglio	$A_{w,min} =$	659.67	mm ² = $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times s_{ena}$ (EC2-Par.9.2.2)
	$V_{rsd} =$	1217.03	kN
		OK - VERIFICA SODDISFATTA	

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

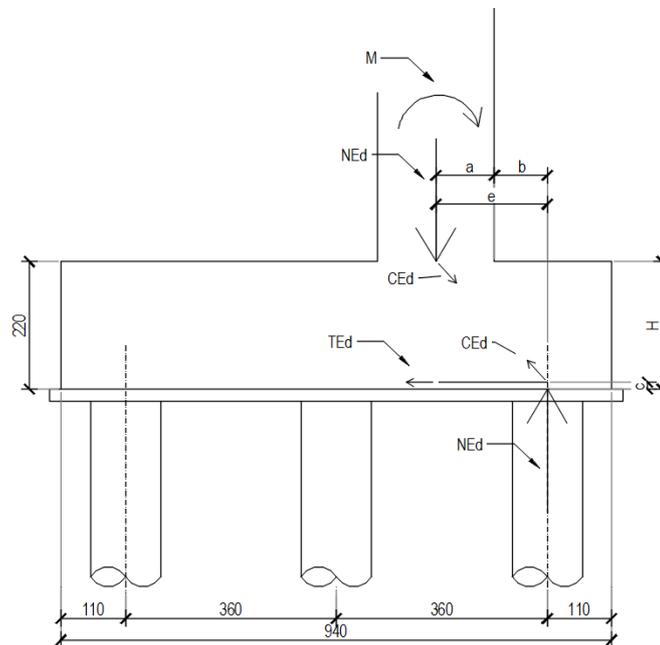
La platea a valle è verificata con cavallotti $\phi 20$ con 3 bracci ogni 1.2m.

14.1.2 Platea a valle

Per quanto riguarda la mensola a valle, se la distanza tra l'asse del primo palo e l'estradosso del muro frontale è confrontabile con lo spessore della platea è possibile considerare la mensola tozza e quindi adoperare un modello Biella-Tirante (Struct and Ties) al fine di calcolare l'armatura da disporre in corrispondenza dei pali.

Il modello Struct and Ties si traduce nella verifica di resistenza della biella di calcestruzzo compresso e nel calcolo del tiro che deve essere assorbito dall'armatura disposta nell'intradosso inferiore della zattera. La determinazione dello sforzo di compressione sulla biella e di trazione sul tirante avviene esclusivamente mediante un'equazione di equilibrio.

Figura 14.7: Modello Biella-Tirante



Gli elementi geometrici sono: a è il punto di applicazione della forza di compressione, corrispondente con la mezzeria della sezione compressa (definita dall'asse neutro x); b è la distanza dell'asse del palo dall'estradosso del muro; c è il copriferro dell'armatura tesa all'intradosso della platea; $e = a + b$; H è l'altezza della platea.

Definita la geometria delle bielle e dei tiranti, si calcola la compressione C_{Ed} sulla biella di calcestruzzo e la trazione T_{Ed} del tirante come segue:

$$T_{Ed} = N_{Ed} \cdot \frac{e}{H-c} \quad C_{Ed} = \sqrt{N_{Ed}^2 + T_{Ed}^2}$$

Le azioni di calcolo sono quelle relative all'involuppo agli stati limite ultimi delle azioni del muro e sono pari a:

$$N_{Ed} = 1238kN/m$$

$$M = 4238kNm/m$$

Le caratteristiche geometriche del sistema biella-tirante sono: $a = 0.23m$; $b = 0.9c$; $e = 1.13m$; $H = 2.2m$; $c = 0.07m$.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Le azioni di tiro e di compressione sono: $T_{Ed} = 134.77kN/m$ e $C_{Ed} = 1245.3kN/m$.

Con il tiro T si dimensiona l'armatura da disporre in corrispondenza dei pali come segue:

$$A_s = \frac{T_{Ed}}{f_{yd}} = 344.42mm^2/m$$

Tale armatura risulta inferiore rispetto a quella valutata per la zattera di monte $A_s = 3142mm^2/m$, che verrà quindi utilizzata per tutta la platea di fondazione.

Con lo sforzo di compressione si verifica la biella di calcestruzzo la cui area resistente si determina come proiezione sull'ortogonale all'asse di compressione, una volta che sia valutata l'area resistente della biella come:

$$A_{Cd} = \pi \cdot \frac{\left(\phi_{palo}^2 \cdot \sin\left(\arctan\frac{H_p-c}{a}\right)\right)}{4} = 0.999m^2$$

La forza massima assorbibile dalla biella è:

$$C_{Rd} = A_{Rd} \cdot f_{cd} = 18110kN$$

Questo valore è riferito alla biella dei singoli pali, posti ad interasse $3.6m$ l'uno dall'altro. Per questo motivo, le azioni di sollecitazione devono essere moltiplicate per l'interasse in modo da considerare l'area di influenza dei singoli pali.

La sezione in calcestruzzo risulta verificata, $C_{Rd} \geq 3.6 \cdot C_{Ed}$.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

14.2 GEOMETRIA MURO DI RISVOLTO

La geometria di verifica generica del muro di risvolto è la stessa presentata per il muro frontale.

Nelle tabelle successive sono mostrati i dati geometrici utilizzati per la verifica del muro di risvolto maggiore (equivalente ad una maggiore spinta del terreno), la cui geometria è graficamente riportata nell'immagine che segue.

Tabella 14.8: Parametri geometrici muro di risvolto (dati di input)

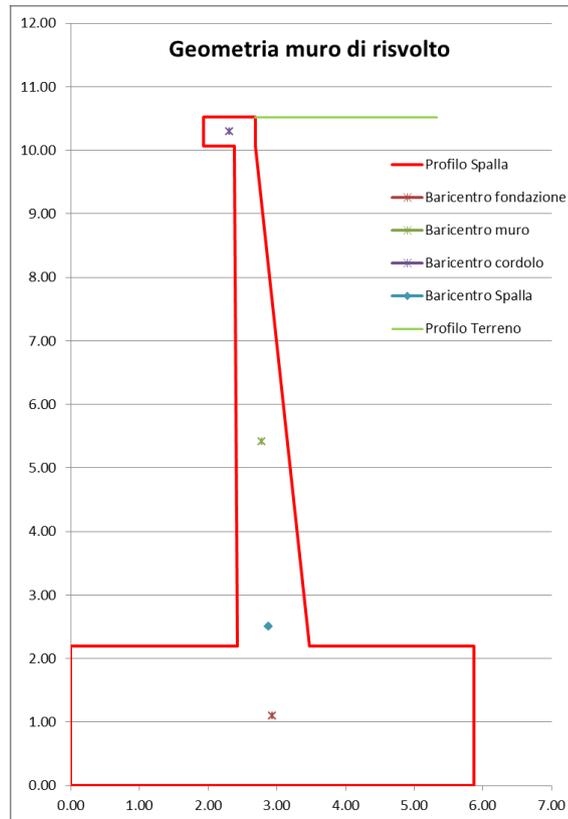
PARAMETRI GEOMETRICI SPALLA		
Altezza paraghiaia (lato valle)	h1	2.43 m
Altezza paraghiaia (lato monte)	h4	3.97 m
Spessore paraghiaia	s1	0.60 m
Altezza testa paraghiaia	h7	0.35 m
Spessore testa paraghiaia	s5	0.90 m
Spessore transizione	s6	0.75 m
Inclinazione muro monte	i	0.00%
Inclinazione terreno a monte	i _m	0.00%
Altezza muro (lato valle)	h2	5.52 m
Altezza muro (lato monte)	h6	3.33 m
Spessore piano appoggio	s2	2.15 m
Spessore muro alla base	s3	2.00 m
Altezza fondazione	h3	2.20 m
Sbalzo fondazione contro terra	L1	5.40 m
Larghezza totale fondazione	L2	9.40 m

Tabella 14.9: Parametri geometrici muro di risvolto (dati calcolati)

PARAMETRI GEOMETRICI CALCOLATI		
Sbalzo fondazione valle	L3	2.00 m
Altezza transizione	h5	1.00 m
Lunghezza quantità da disegno	s7	2.00 m
Inclinazione muro valle	i _z	0.00%
Area platea fondazione	A _f	20.68 mq
Area muro (fino ad h2)	A _m	12.31 mq
Area paraghiaia (fino ad h2)	A _p	1.77 mq
Area totale	A	34.76 mq
BARICENTRO (rispetto ad assi mostrati in figura)		
Baricentro platea fondazione	x _G	4.700 m
	y _G	1.100 m
Baricentro muro (fino ad h2)	x _G	3.138 m
	y _G	5.155 m
Baricentro paraghiaia (fino ad h2)	x _G	4.423 m
	y _G	9.182 m
Baricentro totale spalla	x _G	4.133 m
	y _G	2.948 m
CALCOLO PESI (al metro lineare di spalla)		
Peso fondazione	P _f	517.00 kN/m
Peso muro (fino ad h2)	P _m	307.69 kN/m
Peso paraghiaia (fino ad h2)	P _p	44.33 kN/m
Peso totale spalla	P	869.01 kN/m

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 14.10: Geometria di verifica del muro di risvolto



14.3 VERIFICA MURO DI RISVOLTO

Il muro di risvolto viene calcolato per unità di lunghezza, considerando agenti i pesi propri, il sovraccarico stradale a monte della parete, la spinta del terreno, le spinte sismiche, le forze di inerzia e l'azione di svio.

Vista la natura a mensola della struttura, le verifiche sono condotte alla sezione di incastro tra l'elemento verticale e la platea di fondazione.

Le verifiche strutturali dei muri di risvolto "definitivi" sono valide anche per il muro andatore temporaneo, vista l'affinità della geometria tra i due elementi strutturali.

14.3.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU/SLV)

Nelle tabelle seguenti sono riportate le azioni agenti sul muro frontale e le reazioni da esse causate alla base dell'elemento. Queste reazioni sono mostrate in forma caratteristica, prima di essere combinate secondo i coefficienti parziali.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 14.11: Coefficienti di spinta terreno

Stato limite sismico	SLV
Tipologia di verifica	Resistenza strutturale
Elemento	muro
Combinazione	A1+M1+R3
verifica prevista	

CALCOLO SPINTE TERRENO			
Angolo attrito interno di progetto	φ_d	35.00 °	0.61 rad
Inclinazione muro a monte	β	5.71 °	0.10 rad
Angolo attrito terreno-muro	δ	23.33 °	0.41 rad
Inclinazione terreno a monte	i_m	0.00 °	0.00 rad
Coefficiente di spinta a riposo	K_0	0.43	
Coefficiente di spinta attiva	K_A	0.29	
$k_h + k_v$ negativo (spinta sismica verso l'alto)			
Inclinazione della risultante della forza peso e delle forze di inerzia agenti sul cuneo	θ	26.85 °	0.47 rad
Coefficiente di spinta attiva sismica	K_{AE}	0.94	Mononobe-Okabe
Delta spinta sismica	ΔK_{AE}	0.462	
Angolo del cuneo sismico	α_{AE}	25.38 °	0.44 rad
	C_{1E}	10.99	
	C_{2E}	35.90	
$k_h + k_v$ positivo (spinta sismica verso il basso)			
Inclinazione della risultante della forza peso e delle forze di inerzia agenti sul cuneo	θ	18.58 °	0.32 rad
Coefficiente di spinta attiva sismica	K_{AE}	0.60	Mononobe-Okabe
Delta spinta sismica	ΔK_{AE}	0.430	
Angolo del cuneo sismico	α_{AE}	43.50 °	0.76 rad
	C_{1E}	3.34	
	C_{2E}	7.12	

Coefficienti parziali azioni			
		Favorevoli	Sfavorevoli
A1	G1	1	1.3
	G2	0.8	1.5
	Q	0	1.5
Coefficienti parziali geotecnici			
M1	γ_g	1	
	γ_o	1	
	γ_{cu}	1	
	γ_y	1	
Coefficienti parziali di resistenza			
R3	γ_R	1	

Tabella 14.12: Dati geometrici e carichi statici Muro di risvolto (SLU)

PARAMETRI GEOMETRICI								
Altezza paraghiaia	$h1+h7$	0.45 m						
Altezza muro	$h2$	7.87 m						
Altezza platea fondazione	$h3$	2.20 m						
Altezza complessiva	h	8.32 m						
Posizione incastro	x_1	2.9463 m						
	y_1	2.20 m						
Posizione appoggio	x_2	2.33 m						
	y_2	10.07 m						
CARICHI STATICI			Contributi al piede del muro					
			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	8.44 kN/m	2.31	10.29	90.00	8.44	0.00	-5.37
Peso proprio muro	G1b	133.51 kN/m	2.78	5.41	90.00	133.51	0.00	-22.57
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	2.94	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	4.67	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta a riposo	S0	280.33 kN/m	3.19	4.97	23.33	111.03	257.41	-686.17
Sovraspinta pavimentazione	S_{G2}	0.00 kN/m	3.06	6.36	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovraspinta traffico	S_{q1}	70.95 kN/m	3.06	6.36	23.33	28.10	65.14	-267.87
Azione di svio	Fr_1	46.64 kN/m	2.31	11.30	0.00	0.00	46.64	-424.46

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 14.13: Carichi sismici Muro di risvolto (SLV)

CARICHI SISMICI k_v negativo			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	8.44 kN/m	2.31	10.29	90.00	8.44	0.00	-5.37
Peso proprio muro	G1b	133.51 kN/m	2.78	5.41	90.00	133.51	0.00	-22.57
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	2.94	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	4.67	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _h	3.41 kN/m	2.31	10.29	0.00	0.00	3.41	-27.59
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _v	-1.70 kN/m	2.31	10.29	90.00	-1.70	0.00	1.08
Inerzia muro orizzontale	G1b _h	53.94 kN/m	2.78	5.41	0.00	0.00	53.94	-173.35
Inerzia muro verticale	G1b _v	-26.97 kN/m	2.78	5.41	90.00	-26.97	0.00	4.56
Inerzia platea orizzontale	G1c _h	0.00 kN/m	2.94	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea verticale	G1c _v	0.00 kN/m	2.94	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _h	0.00 kN/m	4.67	2.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _v	0.00 kN/m	4.67	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	SA	188.83 kN/m	3.19	4.97	23.33	74.79	173.39	-462.20
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	303.79 kN/m	3.06	6.36	23.33	120.32	278.94	-1147.00
Sovraspinta pavimentazione	S _{G2}	0.00 kN/m	3.06	6.36	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovraspinta traffico	S _{G1}	70.95 kN/m	3.06	6.36	23.33	28.10	65.14	-267.87
CARICHI SISMICI k_v positivo			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	8.44 kN/m	2.31	10.29	90.00	8.44	0.00	-5.37
Peso proprio muro	G1b	133.51 kN/m	2.78	5.41	90.00	133.51	0.00	-22.57
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	2.94	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	4.67	6.36	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _h	3.41 kN/m	2.31	10.29	0.00	0.00	3.41	-27.59
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _v	1.70 kN/m	2.31	10.29	90.00	1.70	0.00	-1.08
Inerzia muro orizzontale	G1b _h	53.94 kN/m	2.78	5.41	0.00	0.00	53.94	-173.35
Inerzia muro verticale	G1b _v	26.97 kN/m	2.78	5.41	90.00	26.97	0.00	-4.56
Inerzia platea orizzontale	G1c _h	0.00 kN/m	2.94	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea verticale	G1c _v	0.00 kN/m	2.94	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _h	0.00 kN/m	4.67	6.36	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _v	0.00 kN/m	4.67	6.36	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	SA	188.83 kN/m	3.19	4.97	23.33	74.79	173.39	-462.20
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	282.88 kN/m	3.06	6.36	23.33	112.04	259.74	-1068.06
Sovraspinta pavimentazione	S _{G2}	0.00 kN/m	3.06	6.36	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovraspinta traffico	S _{G1}	70.95 kN/m	3.06	6.36	23.33	28.10	65.14	-267.87

Le seguenti tabelle mostrano gli involucri delle reazioni alla base del muro di risvolto e il fattore di sicurezza (FS) riferito al momento flettente e associato alla sezione di progetto.

In particolare, si ipotizzano 10 ϕ 26 al metro su entrambi i lembi del muro di risvolto che, come mostrato nella figura riportata di seguito, restituiscono un momento resistente di $M_{Rd} = 2206 \text{ kNm/m}$. Si nota come nella verifica si trascura, a favore di sicurezza, il contributo dovuto all'azione assiale N .

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 14.14: Verifica agli SLU muro di risvolto

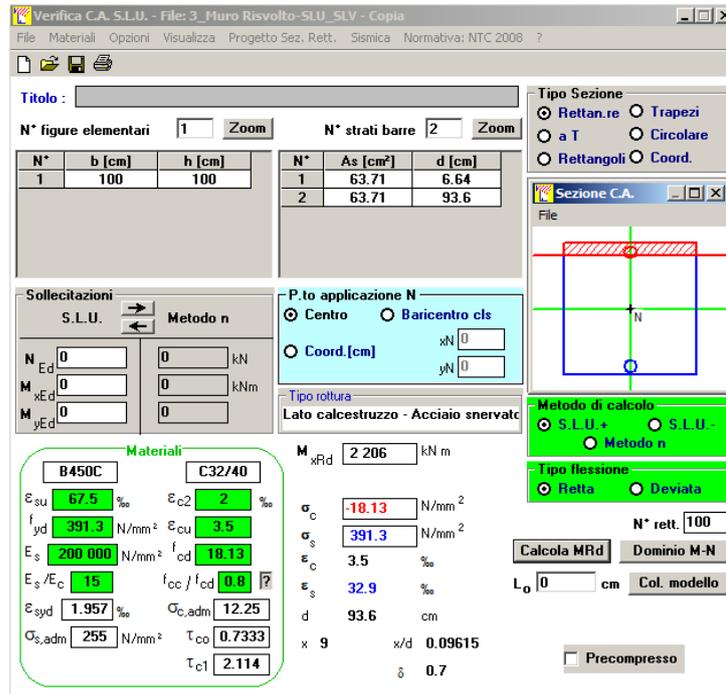


Tabella 14.15: Involuppo reazioni SLU/SLV e Fattore di Sicurezza (FS) momento flettente (Muro di risvolto)

INVILUPPO REAZIONI ALLA BASE SLU-SLV		valore	x [m]	y [m]	verso	
Azione verticale	N [kN/m]	371.03 kN/m	2.9463	2.20	+y	MAX
Azione orizzontale	T [kN/m]	509.68 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	859.49 kNm/m			antiorario	
Azione verticale	N [kN/m]	87.82 kN/m	2.9463	2.20	+y	MIN
Azione orizzontale	T [kN/m]	-162.90 kN/m			-x	
Momento	M [kNm/m]	-1836.39 kNm/m			orario	

VERIFICA MOMENTO FLETTENTE SEZIONE SIMMETRICA (GELFI)				numero	diametro	
Altezza sezione	h	100	cm			
Base sezione	b	105	cm			
Copriferro	c	4	cm			
Acciaio superiore	A _{sup}	53.09	cmq	10	φ 26	(armatura compressa)
Acciaio Inferiore	A _{inf}	53.09	cmq	10	φ 26	(armatura tesa)
Azione di compressione	N _{Ed}	0	kN			
Momento flettente	M _{Rd}	2206.00	kNm/m			
Fattore di sicurezza	FS	1.20		VERIFICA SODDISFATTA		

Per quanto riguarda la verifica a taglio, le tabelle seguenti mostrano come la sezione non sia verificata a taglio senza l'utilizzo di staffe.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 14.16: Verifica a taglio pt1 (Muro di risvolto)

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC 2018 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)	
Note e convenzioni	N > 0 → trazione

INPUT			
Fattore di confidenza	FC	1	
	R _{ck}	40 N/mm ²	
	f _{ck}	31 N/mm ²	
Valore medio della resistenza a trazione	f _{ctm}	3.0 N/mm ²	= 0.3 * f _{ck} ^(2/3)
Coefficiente sicurezza cls	γ _c	1.5	
Coefficiente carichi lunga durata	α _{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo del cls	f _{cd}	17.68 N/mm ²	= α _{cc} * f _{ck} / γ _c
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f _{yk}	450 N/mm ²	
Coefficiente sicurezza acciaio	β _s	1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	f _{yd}	391 N/mm ²	= f _{yk} / β _s
Forza di taglio di calcolo	V _{sd}	509.7 kN	
Forza assiale di calcolo	N _{sd}	-371.03 kN	
Larghezza sezione	b _w	100 cm	1000 mm
altezza della sezione	H	105 cm	1050 mm
Copriferro	c	4 cm	
Diametro barre superiori	φ ₂	26 mm	
Diametro barre inferiori	φ ₁	26 mm	
Diametro staffe	φ _{st}	12 mm	
Numero di barre superiori	N ₂	10	
Numero di barre inferiori	N ₁	10	
altezza utile della sezione	d	98.5 cm	985 mm

RESISTENZA DI CALCOLO DELL'ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO: V _{Rd} (rif. cap. 4.1.2.3.5.1 NTC 2018)			
$V_{Rd} = \max\{[0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d; [V_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d\}$			
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} \leq 2.00$	K	1.45	
$V_{min} = 0.035 * K^{1.5} * f_{ck}^{0.5}$	V _{min}	0.34 N/mm ²	
A _{s1} =area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+l _{b,net} oltre la sezione considerata	A _{s1}	53.09 cm ²	5309.292 mm ²
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$	ρ ₁	0.0054	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	σ _{cp}	0.35 N/mm ²	
	V _{Rd1}	491 kN	
	V _{Rd2}	389 kN	
	V _{Rd}	491.50 kN	
Fattore di sicurezza	FS	0.96	OCCORRE ARMARE A TAGLIO

Vista la verifica non soddisfatta, occorre predisporre delle armature a taglio. In particolare, si predispongono ferri φ12/20 con 3 bracci al metro, garantendo un taglio resistente di V_{Rd} = 1156kN/m.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 14.17: Verifica a taglio pt2 (Muro di risvolto)

RESISTENZA DI CALCOLO DELL'ELEMENTO CON ARMATURA A TAGLIO		(rif. cap. 4.1.2.3.5.2 NTC 2018)	
Verifica delle bielle compresse: V_{red}			
$V_{red} = [0.9 * d * b_w * \alpha_c * f_{cd} * (\cot\alpha + \cot\theta)] / [1 + (\cot\theta)^2]$			
Definizione del coefficiente maggiorativo α_c		$\sigma_{cp} \leq 0.00$	$\rightarrow \alpha_c = 1$ membrature non compresse
		$0.00 < \sigma_{cp} < 4.42$	$\rightarrow \alpha_c = 1.02$
		$4.42 \leq \sigma_{cp} \leq 8.84$	$\rightarrow \alpha_c = 1.25$
		$8.84 < \sigma_{cp} < 17.68$	$\rightarrow \alpha_c = 2.45$ membrature fortemente compresse
Essendo	$\sigma_{cp} = 0.35$ N/mm ²	si assume quindi	$\alpha_c = 1.02$
Resistenza a compressione ridotta	f_{cd}	8.84 N/mm ²	= 0.5 * f_{cd}
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio	α	90 ° 1.57 rad	(45° per ferri piegati e 90° per staffe)
Angolo di inclinazione dei puntoni compressi	θ	45 ° 0.79 rad	(compreso tra 21.8° e 45°)
	V_{red}	3996.64 kN	OK - VERIFICA SODDISFATTA
Fattore di sicurezza	FS	7.84	
Verifica dell'armatura a taglio: V_{rsd}			
$V_{rsd} = 0.9 * d * (A_{sw} / s) * f_{yd} * (\cot\alpha + \cot\theta) * \sin\alpha$			
Passo delle staffe	s	20 cm	200 mm
Diametro staffe	ϕ_{st}	12 mm	
Bracci resistenti	n	3	
Area armatura a taglio	A_{sw}	3.39 cm ²	339 mm ²
Percentuale minima di armatura	$p_{w,min}$	0.0010	= 0.08 x ($F_{ctk}^{0.5}$) / F_{yk}
Area minima di armatura a taglio	$A_{w,min}$	198.60 mm ²	= $p_{w,min} * s * b_w * \sin\alpha$ (EC2-Par. 9.2.2)
	V_{rsd}	588.49 kN	OK - VERIFICA SODDISFATTA
Fattore di sicurezza	FS	1.15	

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

14.3.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE/SLD)

Nelle tabelle seguenti sono riportate le azioni agenti sul muro di risvolto e le reazioni da esse causate alla base dell'elemento. Queste reazioni sono mostrate in forma caratteristica, prima di essere combinate secondo i coefficienti parziali.

Tabella 14.18: Dati geometrici e carichi statici Muro di risvolto (SLE)

PARAMETRI GEOMETRICI						Contributi al piede del muro		
			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Altezza paraghiaia	h1+h7	0.45 m						
Altezza muro	h2	7.87 m						
Altezza platea fondazione	h3	2.20 m						
Altezza complessiva	h	8.32 m						
Posizione incastro	x _i	2.9463 m						
	y _i	2.20 m						
Posizione appoggio	x _a	2.33 m						
	y _a	10.07 m						
CARICHI STATICI			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	8.44 kN/m	2.31	10.29	90.00	8.44	0.00	-5.37
Peso proprio muro	G1b	133.51 kN/m	2.78	5.41	90.00	133.51	0.00	-22.57
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	2.94	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	4.67	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta a riposo	S0	280.33 kN/m	3.19	4.97	23.33	111.03	257.41	-686.17
Sovrappinta pavimentazione	S _{G2}	0.00 kN/m	3.06	6.36	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovrappinta traffico	S _{G1}	70.95 kN/m	3.06	6.36	23.33	28.10	65.14	-267.87
Azione di svio	Fr ₁	46.64 kN/m	2.31	11.30	0.00	0.00	46.64	-424.46

Tabella 14.19: Carichi sismici Muro di risvolto (SLD)

CARICHI SISMICI k _v negativo			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	8.44 kN/m	2.31	10.29	90.00	8.44	0.00	-5.37
Peso proprio muro	G1b	133.51 kN/m	2.78	5.41	90.00	133.51	0.00	-22.57
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	2.94	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	4.67	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _h	0.96 kN/m	2.31	10.29	0.00	0.00	0.96	-7.79
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _v	-0.48 kN/m	2.31	10.29	90.00	-0.48	0.00	0.31
Inerzia muro orizzontale	G1b _h	15.22 kN/m	2.78	5.41	0.00	0.00	15.22	-48.92
Inerzia muro verticale	G1b _v	-7.61 kN/m	2.78	5.41	90.00	-7.61	0.00	1.29
Inerzia platea orizzontale	G1c _h	0.00 kN/m	2.94	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea verticale	G1c _v	0.00 kN/m	2.94	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _h	0.00 kN/m	4.67	2.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _v	0.00 kN/m	4.67	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	SA	188.83 kN/m	3.19	4.97	23.33	74.79	173.39	-462.20
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	303.79 kN/m	3.06	6.36	23.33	120.32	278.94	-1147.00
Sovrappinta pavimentazione	S _{G2}	0.00 kN/m	3.06	6.36	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovrappinta traffico	S _{G1}	70.95 kN/m	3.06	6.36	23.33	28.10	65.14	-267.87
CARICHI SISMICI k _v positivo			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	8.44 kN/m	2.31	10.29	90.00	8.44	0.00	-5.37
Peso proprio muro	G1b	133.51 kN/m	2.78	5.41	90.00	133.51	0.00	-22.57
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	2.94	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	4.67	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _h	0.96 kN/m	2.31	10.29	0.00	0.00	0.96	-7.79
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _v	0.48 kN/m	2.31	10.29	90.00	0.48	0.00	-0.31
Inerzia muro orizzontale	G1b _h	15.22 kN/m	2.78	5.41	0.00	0.00	15.22	-48.92
Inerzia muro verticale	G1b _v	7.61 kN/m	2.78	5.41	90.00	7.61	0.00	-1.29
Inerzia platea orizzontale	G1c _h	0.00 kN/m	2.94	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea verticale	G1c _v	0.00 kN/m	2.94	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _h	0.00 kN/m	4.67	2.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _v	0.00 kN/m	4.67	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	SA	188.83 kN/m	3.19	4.97	23.33	74.79	173.39	-462.20
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	282.88 kN/m	3.06	6.36	23.33	112.04	259.74	-1068.06
Sovrappinta pavimentazione	S _{G2}	0.00 kN/m	3.06	6.36	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovrappinta traffico	S _{G1}	70.95 kN/m	3.06	6.36	23.33	28.10	65.14	-267.87

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Secondo quanto riportato al Capitolo 4.1.2.2.5 del D.M. 17/01/2018, alle combinazioni caratteristiche le massime azioni interne non devono eccedere i seguenti valori:

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 \cdot f_{ck} = 18MPa$$

$$\sigma_{s,max} \leq 0.80 \cdot f_{yk} = 360MPa$$

Le tensioni di esercizio sono valutate a partire dal momento massimo agente agli Stati Limite d'Esercizio. Le tabelle seguenti mostrano i fattori di sicurezza relativi alle tensioni in esercizio.

Figura 14.20: Tensioni agli SLE (muro di risvolto)

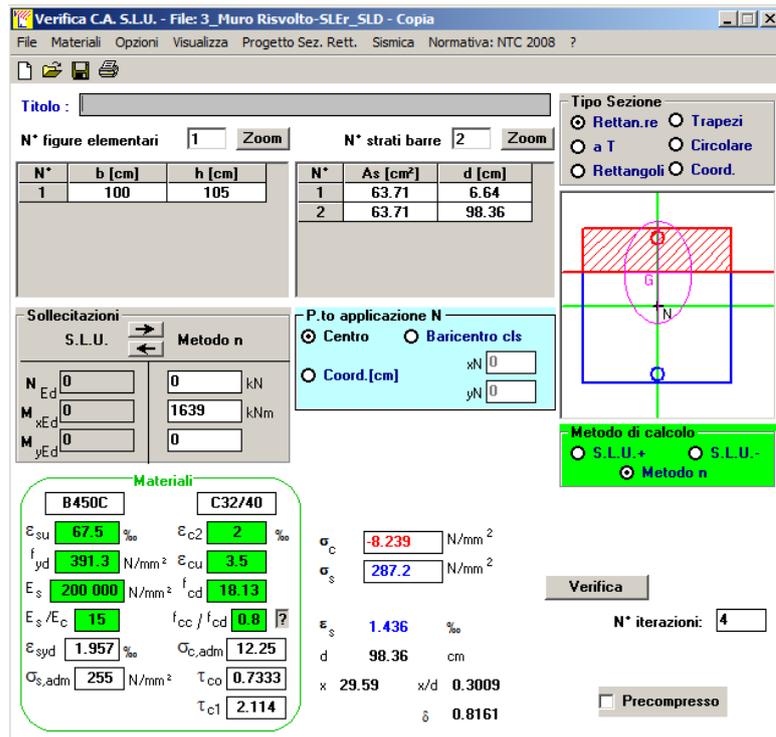


Tabella 14.21: Verifica delle tensioni agli SLE (muro di risvolto)

INVILUPPO REAZIONI ALLA BASE SLEr-SLD		valore	x [m]	y [m]	verso	
Azione verticale	N [kN/m]	334.64 kN/m	2.9463	2.20	+y	MAX
Azione orizzontale	T [kN/m]	468.51 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	714.04 kNm/m			antiorario	
Azione verticale	N [kN/m]	93.99 kN/m	2.9463	2.20	+y	MIN
Azione orizzontale	T [kN/m]	-121.74 kN/m			-x	
Momento	M [kNm/m]	-1693.37 kNm/m			orario	
	σ_c limite [N/mm ²]	18.72 N/mm ²				
	σ_s limite [N/mm ²]	360.00 N/mm ²				

VERIFICA MOMENTO FLETTENTE SEZIONE SIMMETRICA (VALORI DA GELFI)						
Altezza sezione	h	100	cm			
Base sezione	b	105	cm			
Copri ferro	c	4	cm	numero	diametro	
Acciaio superiore	A _{sup}	53.09	cmq	10	φ 26	(armatura compressa)
Acciaio Inferiore	A _{inf}	53.09	cmq	10	φ 26	(armatura tesa)
Tensione cls	σ_c	8.239	N/mm ²			
Tensione acciaio	σ_s	287.20	N/mm ²			
Fattori di sicurezza tensioni	FS cls	2.27		VERIFICA SODDISFATTA		
	FS acc	1.25				

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Un'ulteriore verifica è associata all'apertura delle fessure; in questo caso si prendono in esame le combinazioni SLE frequente e quasi permanente (SLEf e SLEq). Si riportano di seguito gli involuipi delle azioni interne relative alle combinazioni sopra citate e le verifiche a fessurazione.

Tabella 14.22: Involuipi alle combinazioni SLEf e SLEq (muro di risvolto)

INVILUPPO REAZIONI ALLA BASE SLEf		valore	x [m]	y [m]	verso	
Azione verticale	N [kN/m]	267.03 kN/m	2.9463	2.2	+y	MAX
Azione orizzontale	T [kN/m]	289.98 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-714.11 kNm/m			orario	
Azione verticale	N [kN/m]	252.98 kN/m	2.9463	2.2	+y	MIN
Azione orizzontale	T [kN/m]	257.41 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-848.05 kNm/m			orario	

INVILUPPO REAZIONI ALLA BASE SLEq		valore	x [m]	y [m]	verso	
Azione verticale	N [kN/m]	252.98 kN/m	2.9463	2.2	+y	MAX
Azione orizzontale	T [kN/m]	257.41 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-714.11 kNm/m			orario	
Azione verticale	N [kN/m]	252.98 kN/m	2.9463	2.2	+y	MIN
Azione orizzontale	T [kN/m]	257.41 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-714.11 kNm/m			orario	

Tabella 14.23: Verifica a fessurazione muro di risvolto, dati geometrici

Geometria della sezione			
Altezza della sezione	h	1050	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	983.6	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	66.4	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{s1}	10	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{s1}	26	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st1}	5309	[mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{s2}	0	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{s2}	0	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st2}	0	[mm ²]
Caratteristiche dei materiali			
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f _{ck}	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm}	3.0	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm}	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk}	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s	200000	[MPa]

Dalle immagini seguenti si nota come la verifica a fessurazione risulti soddisfatta.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 14.24: Verifica a fessurazione muro di risvolto, combinazione SLEF

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 148,6 [MPa]
Asse neutro della sezione	X 295,9 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6,00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 5309 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ 166000 [mm ²]
	$A_{c,eff.2}$ 251367 [mm ²]
	$A_{c,eff.3}$ 525000 [mm ²]
	$A_{c,eff,min}$ 166000 [mm ²]

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, $h_{c,eff}$, dove $h_{c,eff}$ è il minore tra 2,5 (h-d), (h-x)/3 o h/2 (vedere figura 7.1):

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{s,eff}$ 0,03198 [-]	$\rho_{p,eff} = (A_s + \sigma_p^2 A_p) / A_{c,eff}$
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3,0 [MPa]	
Fattore di durata del carico	k_t 0,4 [-]	
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls		
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0,000446 [-]	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc}$ 0,000518 [-]	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0,000518 [-]	
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)		
Diametro equivalente delle barre	s 200 [mm]	$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}$
Spaziatura massima di riferimento	ϕ_{eq} 26,00 [mm]	
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	$s_{r,max}$ 265 [mm]	k_1 è un coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente: = 0,8 per barre ad aderenza migliorata, = 1,6 per barre con una superficie effettivamente liscia (per esempio, armatura di precompressione);
	k_1 0,800 [-]	k_2 è un coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni: = 0,5 per flessione, = 1,0 per trazione pura.
	k_2 0,500 [-]	In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k_2 , che possono essere calcolati con la relazione:
	k_3 3,400 [-]	$k_2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2\epsilon_1$ (7.13)
	k_4 0,425 [-]	
Distanza massima tra le fessure		
	$S_{r,max.1}$ 274 [mm]	
	$S_{r,max.2}$ 980 [mm]	
	$S_{r,max}$ 274 [mm]	
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente		
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_{lim} 0,30 [mm]	
	w_k 0,14 [mm]	
	$w_k = S_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	

Tabella 14.25: Verifica a fessurazione muro frontale, combinazione SLEq

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 125,1 [MPa]
Asse neutro della sezione	X 295,9 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6,00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 5309 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ 166000 [mm ²]
	$A_{c,eff.2}$ 251367 [mm ²]
	$A_{c,eff.3}$ 525000 [mm ²]
	$A_{c,eff,min}$ 166000 [mm ²]

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, $h_{c,eff}$, dove $h_{c,eff}$ è il minore tra 2,5 (h-d), (h-x)/3 o h/2 (vedere figura 7.1):

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{s,eff}$ 0,03198 [-]	$\rho_{p,eff} = (A_s + \sigma_p^2 A_p) / A_{c,eff}$
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3,0 [MPa]	
Fattore di durata del carico	k_t 0,4 [-]	
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls		
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0,000375 [-]	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc}$ 0,000400 [-]	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0,000400 [-]	
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)		
Diametro equivalente delle barre	s 200 [mm]	$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}$
Spaziatura massima di riferimento	ϕ_{eq} 26,00 [mm]	
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	$s_{r,max}$ 265 [mm]	k_1 è un coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente: = 0,8 per barre ad aderenza migliorata, = 1,6 per barre con una superficie effettivamente liscia (per esempio, armatura di precompressione);
	k_1 0,800 [-]	k_2 è un coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni: = 0,5 per flessione, = 1,0 per trazione pura.
	k_2 0,500 [-]	In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k_2 , che possono essere calcolati con la relazione:
	k_3 3,400 [-]	$k_2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2\epsilon_1$ (7.13)
	k_4 0,425 [-]	
Distanza massima tra le fessure		
	$S_{r,max.1}$ 274 [mm]	
	$S_{r,max.2}$ 980 [mm]	
	$S_{r,max}$ 274 [mm]	
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente		
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_{lim} 0,20 [mm]	
	w_k 0,11 [mm]	
	$w_k = S_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	

15 VERIFICA DEI BAGGIOLI

Questo capitolo presenta le verifiche strutturali dei baggioli.

Siano dati le seguenti caratteristiche geometriche per il baggiolo:

Figura 15-1: Schematizzazione del baggiolo di appoggio

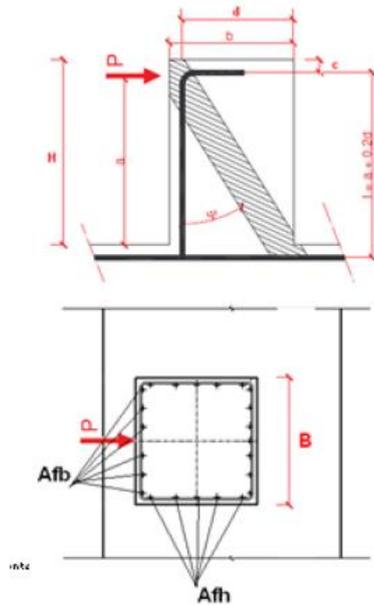


Tabella 15.2: Geometria del baggiolo

DATI INPUT			
N =	1720.00	kN	
P =	1323.00	kN	
H =	0.35	m	altezza baggiolo
b =	1.00	m	lung base 1
B =	1.00	m	lung base 2
c =	0.04	m	copriferro
d =	0.94	m	base utile
a =	0.35	m	altezza applicaz. P
l =	0.54	m	altezza utile tot
psi =	70.71 °	->	1.23 rad
PP =	8.75	kN	peso baggiolo
Nc =	1401.69	kN	Azione nella biella
Nt =	463.05	kN	Azione nel tirante

Si vanno a descrivere le seguenti formulazioni:

Equilibrio verticale: $N_c \cdot \sin \psi + P = 0 \rightarrow N_c = -\frac{P}{\sin \psi}$

Equilibrio orizzontale: $N_t + N_c \cdot \cos \psi = 0 \rightarrow N_t = P \cdot \cot \psi$

Resistenza della biella compressa: $P_{c,Rd} = N_c \cdot \sin \psi = 0.2 \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \sin \psi \geq P$

Resistenza dell'armatura tesa: $P_{t,Rd} = \frac{N_t}{\cot \psi} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \frac{1}{\cot \psi} \geq P$

Definendo $\lambda = \cot \psi = \frac{l}{z} = \frac{l}{0.9 \cdot d}$ e ricordandosi che

$$\sin \psi = \frac{1}{\sqrt{1 + \cot^2 \psi}}$$

Resistenza della biella compressa: $P_{c,Rd} = 0.2 \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \lambda^2}} \geq P$

Resistenza dell'armatura tesa: $P_{t,Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \frac{1}{\lambda} \geq P$

Il baggiolo, di dimensioni in pianta 1.00x1.00m, è verificato poiché:

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 15.3: Verifica di resistenza tirante-puntone

Metodo Tirante-Puntone:		
$\lambda =$	0.64	
$N_c =$	1401.69 kN	
$N_t =$	463.05 kN	
$P_{c,Rd} =$	2876.66 kN	ok
$P_{t,Rd} =$	1252.64 kN	ok

Verrà definita secondo l'EC2 – 6.7, la resistenza allo schiacciamento del calcestruzzo:

Tabella 15.4: Verifica di resistenza del calcestruzzo allo schiacciamento

EC2 - 6.7: Resistenza CLS		
$A_{c0} =$	0.32	m ²
$A_{c1} =$	0.80	m ²
$F_{rdu}' =$	9265.35	kN
$F_{rdu} =$	4632.67	kN
Verifica	ok	

Come ultima verifica, viene studiato il comportamento a taglio, data la presenza di uno sforzo tagliante P elevato.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 15.5: Verifica a taglio del baggiolo

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)			
Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: V_{rd1}			(rif. cap. 4.1.2.3.5.1 del D.M. 2018)
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$	$K =$	1.46	
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$	$V_{min} =$	0.35 N/mm ²	
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$	As1= area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lbnet oltre la sezione considerata		
	As1=	10.18 cm ² = 1017.88 mm ²	
	$\rho_1 =$	0.0011	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} =$	-1.72 N/mm ²	
	V _{rd1} =	7 kN	
	V _{rdmin} =	86 kN	
	V _{rd1} =	86.23 kN	OCCORRE ARMARE A TAGLIO
Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio			(rif. cap. 4.1.2.3.5.2 del D.M. 2018)
Verifica delle bielle compresse: V_{rzd}			
$V_{rzd} = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta)] / [1 + (\cot \theta)^2]$			
Definizione del coefficiente maggiorativo α_c	$\sigma_{cp} < 0.00 \Rightarrow \alpha_c = 1$	membrature non compresse	
	$0.00 \leq \sigma_{cp} < 4.53 \Rightarrow \alpha_c = 0.91$		
	$4.53 \leq \sigma_{cp} \leq 9.07 \Rightarrow \alpha_c = 1.25$		
	$9.07 < \sigma_{cp} < 19.83 \Rightarrow \alpha_c = 2.50$	membrature fortemente compresse	
Essendo	$\sigma_{cp} = -1.72$ N/mm ²	si assume quindi	$\alpha_c = 1$
Resistenza a compr. ridotta	$f_{cd} = 9.07$ N/mm ²	= 0.5 x f _{cd}	
Angolo inclinazione As a taglio	$\alpha = 90^\circ$	(45° per ferri piegati e 90° per staffe)	
	$\alpha = 1.57$ rad		
Angolo inclinazione puntoni com	$\theta = 45^\circ$	(compreso tra 21.8° e 45°)	
	$\theta = 0.79$ rad		
	V _{rzd} =	3835.20 kN	OK - VERIFICA SODDISFATTA
Verifica dell'armatura a taglio: V_{rzd}			(rif. cap. EC2-Par.9.2.2)
$V_{rzd} = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$			
Area armatura a taglio	A _{sw} =	4.62 cm ² = 462 mm ²	
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min} =$	0.0010 mm = 0.08 x (F _{ck} ^{0.5}) / F _{yk}	
Area minima di armatura a taglio	A _{w,min} =	100.57 mm ² = $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times \sin \alpha$	
	V _{rzd} =	1528.81 kN	OK - VERIFICA SODDISFATTA

Si considerano barre di armatura longitudinali 9Ø12 per ogni lato del baggiolo, ed una staffatura Ø14/10 – 4 bracci.

16 VERIFICA MURO ANDATORE PROVVISORIO

La geometria e i carichi del muro andatore provvisorio sono analoghi a quelli previsti per il muro di risvolto presentando al paragrafo 14.3.

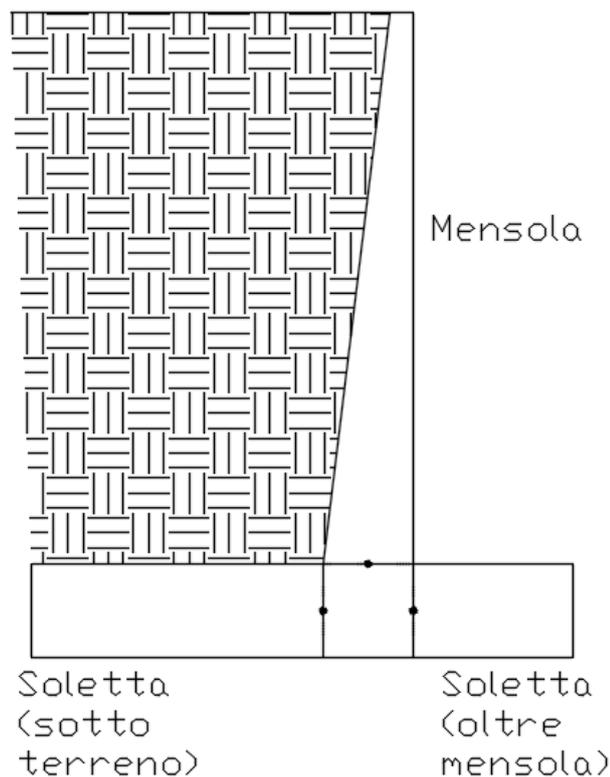
In questo capitolo si procede alla verifica strutturale degli elementi del muro, ovvero la mensola e la soletta di base. La fondazione del muro andatore provvisorio non presenta pali e, per questo motivo, necessità delle verifiche geotecniche presentate nei precedenti capitoli.

Vista la natura provvisoria dell'opera i calcoli vengono effettuati agli stati limite ultimi SLU, senza considerare l'azione del sima. In particolare le verifiche sono condotte per carichi eccezionali, caratterizzati dalla presenza dell'azione dei veicoli in svio.

16.1 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali sono condotte ai punti considerati maggiormente critici, rappresentati in Figura 16.1.

Figura 16.1: Sezioni di verifica muro andatore provvisorio



RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Si riportano di seguito le azioni interne risultanti nei punti sopra definiti.

Tabella 16.2: Risultati analisi muro andatore provvisorio

MASSIME AZIONI INTERNE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI											
MENSOLA		SOLETTA - OLTRE MENSOLA		SOLETTA - SOTTO TERRENO							
Azione assiale	Nmax	294.09	kN/m	Lunghezza	L	2.00	m	Lunghezza	L	3.66	m
Taglio	Vmax	244.25	kN/m	Taglio	Vmax	403.38	kN/m	Lunghezza efficace	L* (m)	3.66	m
Momento	Mmax	991.83	kNm/m	Momento	Mmax	416.03	kNm/m	Taglio	Vmax	276.29	kN/m
								Momento	Mmax	-583.97	kNm/m

16.1.1 Verifiche della mensola

Le verifiche della mensola verticale vengono effettuate considerando le azioni calcolate in precedenza.

In particolare, le azioni di progetto sono le seguenti:

$$V_{Ed} = 244.25 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = 991.83 \text{ kNm/m}$$

Si ipotizzano 10ϕ26 al metro su entrambi i lembi della soletta che, come mostrato nella figura riportata di seguito, restituiscono un momento resistente di $M_{Rd} = 1840 \text{ kNm/m}$.

Figura 16.3: Resistenza mensola muro di risvolto provvisorio

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Titolo:** Verifica C.A. S.L.U. - File: VerificheSLU soletta
- Materiali:** B450C (Esu: 67.5%, fyd: 391.3 N/mm², Es: 200000 N/mm², Es/Ec: 15, σs,adm: 255 N/mm²) and C32/40 (Ec2: 2%, Ecu: 3.5%, fcd: 18.13, fcc/fcd: 0.8, Cc,adm: 12.25, τco: 0.7333, τc1: 2.114).
- Dimensioni:** b [cm] = 100, h [cm] = 100.
- Barre:** N* strali barre = 2. Table shows As [cm²] = 53.09 and d [cm] = 93.36 for two bars.
- Carichi:** Sollecitazioni S.L.U. Metodo n. NEd = 0, MxEd = 0, MyEd = 0.
- Calcoli:** MRd = 1840 kNm, σc = -18.13 N/mm², σs = 391.3 N/mm², εs = 34.81‰, d = 93.36 cm, x/d = 0.09135.
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+, Metodo n.
- Tipo flessione:** Retta.
- Altri parametri:** N rett. = 100, L0 = 0 cm, Col. modello.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Per quanto riguarda le verifiche a taglio, si ha:

Figura 16.4: Verifica a taglio mensola del muro di risvolto provvisorio

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)			
Dati di input			
Rck		32	N/mm ²
fck		26	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{cm} =$	2.6	N/mm ² = 0.3 x fck ^(2/3)
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1.5	Fattore di confidenza FC = 1
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	14.48	N/mm ² = $\alpha_{cc} \times f_{cm} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	fyk =	450	N/mm ²
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	fyd =	391	N/mm ² = f_{yk} / γ_s
Forza di taglio di calcolo	Vsd =	244.3	kN
Forza assiale di calcolo	Nsd =	0	kN
Larghezza sezione	$b_w =$	100	cm = 1000 mm
altezza della sezione	H =	100	cm = 1000 mm
Copriferro	c =	4	cm
Diametro barre superiori	$\phi_s =$	26	mm (armatura compressa)
Diametro barre inferiori	$\phi_i =$	26	mm (armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm
Numero di barre superiori	$N_s =$	10	
Numero di barre inferiori	$N_i =$	10	
altezza utile della sezione	d =	93.5	cm = 935 mm
Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1 (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)			
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$ con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = (V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times (b_w \times d)$			
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$	K =	1.46	
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$	Vmin =	0.31	N/mm ²
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$			
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+1bnet oltre la sezione considerata	As1=	53.09	cm ² = 5309.29 mm ²
	$\rho_1 =$	0.0057	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_{cs} \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} =$	0.00	N/mm ²
	Vrd1=	400	kN
	Vrdmin =	293	kN
	Vrd1 =	400.27	kN
OK - VERIFICA SODDISFATTA			

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

16.1.2 Verifiche della soletta

Le verifiche della soletta di base vengono effettuate considerando le azioni massime tra la porzione oltre alla mensola e la porzione sotto il terreno.

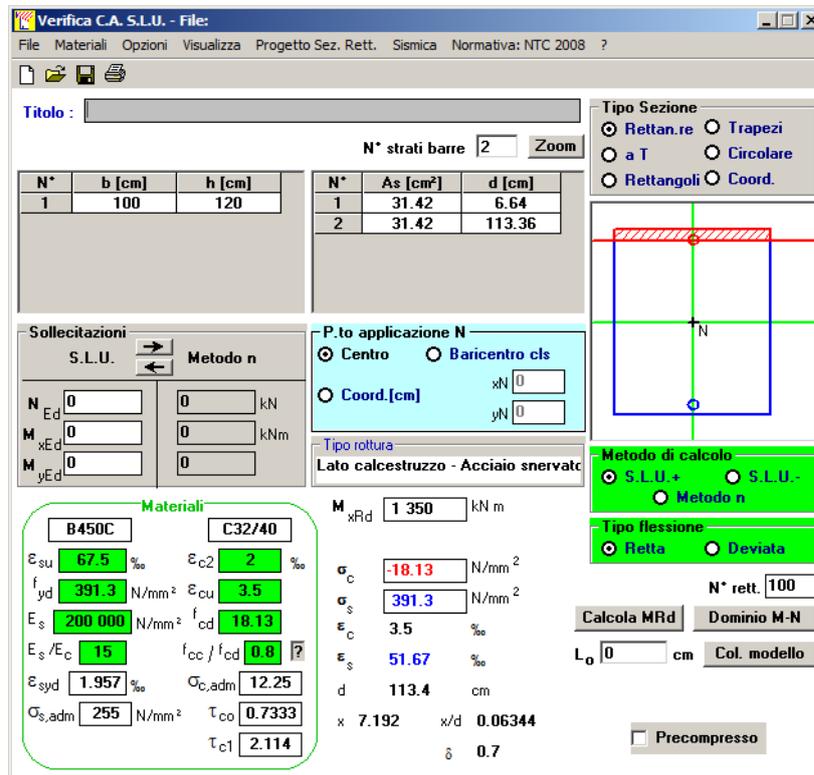
In particolare, le azioni di progetto sono le seguenti:

$$V_{Ed} = 403.38 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = 583.97 \text{ kNm/m}$$

Si ipotizzano 10ϕ20 al metro su entrambi i lembi della soletta che, come mostrato nella figura riportata di seguito, restituiscono un momento resistente di $M_{Rd} = 1350 \text{ kNm/m}$.

Figura 16.5: Resistenza soletta muro di risvolto provvisorio



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

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

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	6.64
2	31.42	113.36

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Solllecitazioni
 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
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C32/40
 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} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 1350 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 51.67 ‰
 d 113.4 cm
 x 7.192 x/d 0.06344
 δ 0.7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o 0 cm Col. modello
 Precompresso

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Per quanto riguarda le verifiche a taglio, si ha:

Figura 16.6: Verifica a taglio soletta del muro di risvolto provvisorio

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)			
Dati di input			
Rck		32	N/mm ²
fck		26	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	2.6	N/mm ² = 0.3 x fck ^(2/3)
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1.5	Fattore di confidenza FC = 1
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	
fcd=resistenza di calcolo del cls		14.48	N/mm ² = $\alpha_{cc} \times f_{ctm} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391	N/mm ² = f_{yk} / γ_s
Forza di taglio di calcolo	Vsd =	403.4	kN
Forza assiale di calcolo	Nsd =	0	kN
Larghezza sezione	$b_w =$	100	cm = 1000 mm
altezza della sezione	H =	120	cm = 1200 mm
Copriferro	c =	4	cm
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	20	mm (armatura compressa)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	20	mm (armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm
Numero di barre superiori	$N_x =$	10	
Numero di barre inferiori	$N_y =$	10	
altezza utile della sezione	d =	113.8	cm = 1138 mm
Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1 (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)			
$Vrd1 = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ctm})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
con $Vrd1 \geq Vrd1min = (Vmin + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times (b_w \times d)$			
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$	K =	1.42	
$Vmin = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ctm}^{0.5}$	Vmin =	0.30	N/mm ²
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$	As1 =	31.42	cm ² = 3141.59 mm ²
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+10d oltre la sezione considerata	$\rho_1 =$	0.0028	
$\sigma_{cp} = -Nsd / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} =$	0.00	N/mm ²
	Vrd1 =	372	kN
	Vrdmin =	340	kN
	Vrd1 =	371.73	kN
OCCORRE ARMARE A TAGLIO			

Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio (rif. cap. 4.1.2.1.3.2 del D.M. 2008)			
Verifica delle bielle compresse: Vrcd			
$Vrcd = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta)] / [1 + (\cot \theta)^2]$			
Definizione del coefficiente maggiorativo α_c			
	$\sigma_{cp} <$	0.00	$\Rightarrow \alpha_c = 1$ membrature non compresse
	$0.00 \leq \sigma_{cp} <$	3.62	$\Rightarrow \alpha_c = 1.00$
	$3.62 \leq \sigma_{cp} <$	7.24	$\Rightarrow \alpha_c = 1.25$
	$7.24 \leq \sigma_{cp} <$	14.48	$\Rightarrow \alpha_c = 2.50$ membrature fortemente compresse
Essendo	$\sigma_{cp} =$	0.00	N/mm ² si assume quindi $\alpha_c = 1$
Resistenza a compressione ridotta	$f_{cd} =$	7.24	N/mm ² = 0.5 x fcd
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio	$\alpha =$	90	° (45° per ferri piegati e 90° per staffe)
	$\alpha =$	1.57	rad
Angolo di inclinazione dei puntoni compressi	$\theta =$	45	° (compreso tra 21.8° e 45°)
	$\theta =$	0.79	rad
	Vrcd =	3708.63	kN
OK - VERIFICA SODDISFATTA			
Verifica dell'armatura a taglio: Vrds			
$Vrds = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$			
Passo delle staffe	s =	60	cm = 600 mm
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm
Braccia resistenti	n =	6	
Area armatura a taglio	$A_{sw} =$	6.79	cm ² = 679 mm ²
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min} =$	0.0009	mm = 0.08 x (Fck ^{0.5}) / Fyk
Area minima di armatura a taglio	$A_{w,min} =$	539.27	mm ² = $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times \sin \alpha$ (EC2-Par.9.2.2)
	Vrds =	453.26	kN
OK - VERIFICA SODDISFATTA			

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

16.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

16.2.1 Verifica al ribaltamento

Tabella 16.7: Verifica a ribaltamento muro andatore provvisorio: dati geometrici (SLU)

VERIFICA A RIBALTAMENTO MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA									
In accordo con D.M. 17/01/2018									
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO									
Altezza della mensola (Hp)	Hp	7.95	m	STATO LIMITE			SLU		
Spessore sommità mensola (Bc-b)	s ₁	0.30	m	SPOSTAMENTO LATERALE			Libero		
Larghezza totale soletta (B)	B	6.80	m	ANGOLI					
Larghezza oltre la mensola (Bv)	Bv	2.00	m	Φ'	35.0	rad	0.6		
Altezza soletta (Hf)	s ₂	1.20	m	α	84.0	rad	1.5		
Altezza dente (Hd)	Hd	0.45	m	η	90.0	rad	1.6		
Larghezza dente (Bd)	Bd	0.75	m	β	0.0	rad	0.0		
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19.00	kN/m ³	δ	23.3	rad	0.4		
Angolo di attrito del terreno di riporto	Φ'	35.00	°	θ	62.5	rad	1.1		
Coesione in condizioni drenate	c'	0.00	kPa	COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3					
Sovraccarichi in superficie	q	20.00	kPa						
Peso specifico calcestruzzo	γ _C	25.00	kN/m ³	A1					
Inclinazione interna mensola	α	84.00	°						
Inclinazione esterna mensola	η	90.00	°	FAV		SFAV			
Inclinazione terreno	β	0.00	°	G1	1.000	1.000			
Angolo d'attrito muro-terreno (per applicazione azioni)	δ	23.33	fraz 0.67	G2	1.000	1.000			
Coefficiente di spinta attiva	KA	0.29		Q	0.000	1.000			
				ECC	1.000	1.000			

Tabella 16.8: Verifica a ribaltamento muro andatore provvisorio: carichi e verifica (SLU)

CARICHI PERMANENTI - CARATTERISTICI				
Spinta attiva totale	S _A	309.11	kN/m	
Spinta verticale	S _{av}	151.43	kN/m	
Spinta orizzontale - terreno	S _{sh,T}	232.78	kN/m	
Spinta orizzontale - sovraccarico	Variabile S _{sh,q}	51.05	kN/m	
Spinta verticale su soletta - sovraccarico	Presente S _{av,q}	90.00	kN/m	
Peso terreno sopra soletta	W _T	616.62	kN/m	
Peso soletta	W _S	204.00	kN/m	
Peso mensola	W _M	142.66	kN/m	
Peso dente	W _D	8.44	kN/m	
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI - CARATTERISTICI				
TIPO	ECC - SFAV	F _{H1}	46.64	kN/m
TIPO	G1 - SFAV	F _{H2}	0.00	kN/m
TIPO	G1 - SFAV	F _{H3}	0.00	kN/m
TIPO	G1 - SFAV	F _{H4}	0.00	kN/m
BRACCI DELLE FORZE - CR PIEDE SOLETTA				
Braccio spinta attiva verticale	b-S _{av}	2.72	m	
Braccio spinta attiva orizzontale - terreno	b-S _{sh,T}	3.05	m	
Braccio spinta orizzontale - sovraccarico	b-S _{sh,q}	4.58	m	
Braccio spinta verticale - sovraccarico su soletta	b-S _{av,q}	4.97	m	
Braccio Peso terreno sopra soletta	b-W _T	4.97	m	
Braccio Peso soletta	b-W _S	3.40	m	
Braccio Peso mensola	b-W _M	2.74	m	
Braccio peso dente	b-W _D	6.43	m	
Braccio carico orizzontale 1	b-F _{H1}	9.93	m	
Braccio carico orizzontale 2	b-F _{H2}	0.00	m	
Braccio carico orizzontale 3	b-F _{H3}	0.00	m	
Braccio carico orizzontale 4	b-F _{H4}	0.00	m	
COEFFICIENTE PARZIALE	ν _R	1.15		
MOMENTO STABILIZZANTE	M _{STAB} (kNm/m)	4400.03		
MOMENTO INSTABILIZZANTE	M _{INST} (kNm/m)	1406.67		
FATTORE DI SICUREZZA	F _S	3.13	VERIFICATO	

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

16.2.2 Verifica a scorrimento

Tabella 16.9: Verifica a scorrimento muro andatore provvisorio: dati e verifica (SLU)

VERIFICA A SCORRIMENTO MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA									
In accordo con D.M. 17/01/2018									
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO									
Altezza della mensola	H	7.95	m					STATO LIMITE	SLU
Spessore mensola	s ₁	0.30	m					SPOSTAMENTO LATERALE	Libero
Larghezza totale soletta	B	6.80	m					ANGOLI	
Larghezza oltre la mensola	B*	2.00	m				Φ ₃	38.0	rad 0.6
Altezza soletta	s ₂	1.20	m				α	84.0	rad 1.5
Altezza dente (Hd)	Hd	0.45	m				η	90.0	rad 1.6
Larghezza dente (Bd)	Bd	0.75	m				β	0.0	rad 0.0
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19.00	kN/m ³				Φ'	38.0	rad 0.7
Angolo di attrito del terreno di fondazione	Φ'	38.00	°				θ	62.5	rad 1.1
Coesione in condizioni drenate	c'	0.00	kPa						
Sovraccarichi in superficie	q	20.00	kPa						
Peso specifico calcestruzzo	γ _c	25.00	kN/m ³					COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3	
Inclinazione interna mensola	α	84.00	°						
Inclinazione esterna mensola	η	90.00	°						
Inclinazione terreno	β	0.00	°						
Angolo d'attrito muro-terreno (per applicazione azioni)	δ	23.33	fraz	0.67			A1		
Coefficiente di spinta attiva	KA	0.29							
								FAV	SFAV
								G1	1.000
								G2	1.000
								Q	0.000
								ECC	1.000
									1.000
CARICHI PERMANENTI									
Spinta orizzontale totale	S _A	309.11	kN/m						
Spinta verticale	S _{av}	151.43	kN/m						
Spinta orizzontale - terreno	S _{en,T}	232.78	kN/m						
Spinta orizzontale - sovraccarico	Variabile	S _{en,q}	51.05	kN/m					
Spinta verticale su soletta - sovraccarico	Presente	S _{av,q}	90.00	kN/m					
Peso terreno sopra soletta	W _T	616.62	kN/m						
Peso soletta	W _S	204.00	kN/m						
Peso mensola	W _M	142.66	kN/m						
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI									
TIPO	ECC - SFAV	F _{H1}	46.64	kN/m					
TIPO	G1 - SFAV	F _{H2}	0.00	kN/m					
TIPO	G1 - SFAV	F _{H3}	0.00	kN/m					
TIPO	G1 - SFAV	F _{H4}	0.00	kN/m					
COEFFICIENTE PARZIALE	γ _R	1.10							
RISULTANTE VERTICALE	N (kNm/m)	1204.71							
AZIONE ORIZZONTALE RESISTENTE	T _{Rd} (kN/m)	1107.31							
AZIONE ORIZZONTALE AGENTE	T _{Ed} (kN/m)	330.47							
FATTORE DI SICUREZZA	F _S	3.35							VERIFICATO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

16.2.3 Verifica della capacità portante

Tabella 16.10: Verifica della capacità portante muro andatore provvisorio: dati (SLU)

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RETTANGOLARI FORMULA GENERALE DI BRINCH - HANSEN (1970)		
CONDIZIONI DRENATE		
$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B^2 \cdot N_y \cdot i_y \cdot s_y \cdot b_y \cdot g_y + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot b_q \cdot g_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot b_c \cdot g_c$		
Peso specifico del terreno di fondazione	γ (kN/m ³) =	19.00
Angolo di attrito del terreno di fondazione	Φ (°) =	38.00
Coesione in condizioni drenate	c (kN/m ²) =	0.00
Affondamento della fondazione	D (m) =	1.50
Dim. minore fondazione	B (m) =	6.80
Dim. maggiore fondazione	L (m) =	1.00
Carico verticale agente sulla fondazione	N (kN) =	1204.71
Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN) =	330.47
Momento flettente su B	M1 (kNm) =	496.85
Momento flettente su L	M2 (kNm) =	0.00
Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m) =	5.98
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	L' (m) =	1.00
Pressione agente sul terreno di fondazione	P (kN/m ²) =	177.16
Azione laterale stabilizzante	q (kN/m ²) =	28.50
Inclinazione intradosso fondazione	α (°) =	0.0
Inclinazione piano campagna	β (°) =	0.0
Tipo fondazione (se nastriforme porre L = 1m)		Nastriforme
Fattori di capacità portante	$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\Phi)$	78.02
	$N_q = \exp[p \cdot \tan(\Phi)] \cdot \tan^2(45 + \Phi/2)$	48.93
	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan(\Phi)$	61.35

Tabella 16.11: Verifica della capacità portante muro andatore provvisorio: coefficienti e verifica (SLU)

Determinazione dei coefficienti			
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico			
$i_y =$	0.527	$i_q =$	0.744
		$i_c =$	0.739
Fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa			
$d_y =$	1.000		
$d_q =$	1.058	per D/B' <= 1	
		quindi	$d_q =$ 1.058
$d_q =$	4.253	per D/B' > 1	
$d_c =$	1.100	per D/B' <= 1	
		quindi	$d_c =$ 1.100
$d_c =$	1.098	per D/B' > 1	
Fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione			
$s_y =$	1.000	$s_q =$	1.000
		$s_c =$	1.000
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione dell'intradosso fondazione			
$b_y =$	1.000	$b_q =$	1.000
		$b_c =$	1.000
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna			
$g_y =$	1.000	$g_q =$	1.000
		$g_c =$	1.000
COEFFICIENTE PARZIALE	γ_r	1.40	
CAPACITA' PORTANTE LIMITE	Q_{lim} (kPa) =	2453.28	
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	$FS = (Q_{lim} - q) / (Q_{es} - q) =$	12.17	VERIFICATO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

16.3 RIASSUNTO FATTORI DI SICUREZZA

Si riporta nella seguente tabella un riassunto dei fattori di sicurezza (FS) relativi alle verifiche sopra presentate.

Tabella 16.12: Fattori di sicurezza verifiche geotecniche muro provvisorio

<i>SLU - Fs</i>		
RIBALTAMENTO	SCORRIMENTO	CAPACITA' PORTANTE
3.13	3.35	12.17

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Il calcolo della palanca viene condotto senza considerare l'azione sismica, in quanto si tratta di opere provvisorie, e tenendo conto della spinta del terreno a tergo e del sovraccarico stradale (solo per la palanca di tipo AZ26).

Si riportano di seguito le verifiche tramite software di calcolo ParatiePlus.

Figura 17.2: Input palanca AZ13

Palancole			
Profilo	AZ 13-700	Catalogo Palancole	
Materiale	Fe360		
Tipo	Z	β_B	
Peso per superficie unitaria di parete	1.522 kN/m ²	β_D	
B	0.63 m	I _x	0.0006 m ⁴ /m
H	0.427 m	W _{el}	0.0026 m ³ /m

Figura 17.3: Input palanca AZ26

Palancole			
Profilo	AZ 13-700	Catalogo Palancole	
Materiale	S275		
Tipo	Z	β_B	
Peso per superficie unitaria di parete	1.0366 kN/m ²	β_D	
B	0.7 m	I _x	0.0002 m ⁴ /m
H	0.315 m	W _{el}	0.0013 m ³ /m

Come si vede dalla Figura 17.4 e dalla Figura 17.6, entrambe le palancole risultano verificate con coefficienti di sicurezza inferiori all'unità e pari a $FS = 0.531$ e $FS = 0.143$ rispettivamente per le palancole di tipo AZ26 e AZ13.

Per quanto riguarda gli spostamenti in testa la Figura 17.5 e la Figura 17.7 mostrano come gli spostamenti massimi ottenuti siano pari a 8.6cm e 2.5cm.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 17.4: Momento di calcolo e sfruttamento del momento palancola AZ26

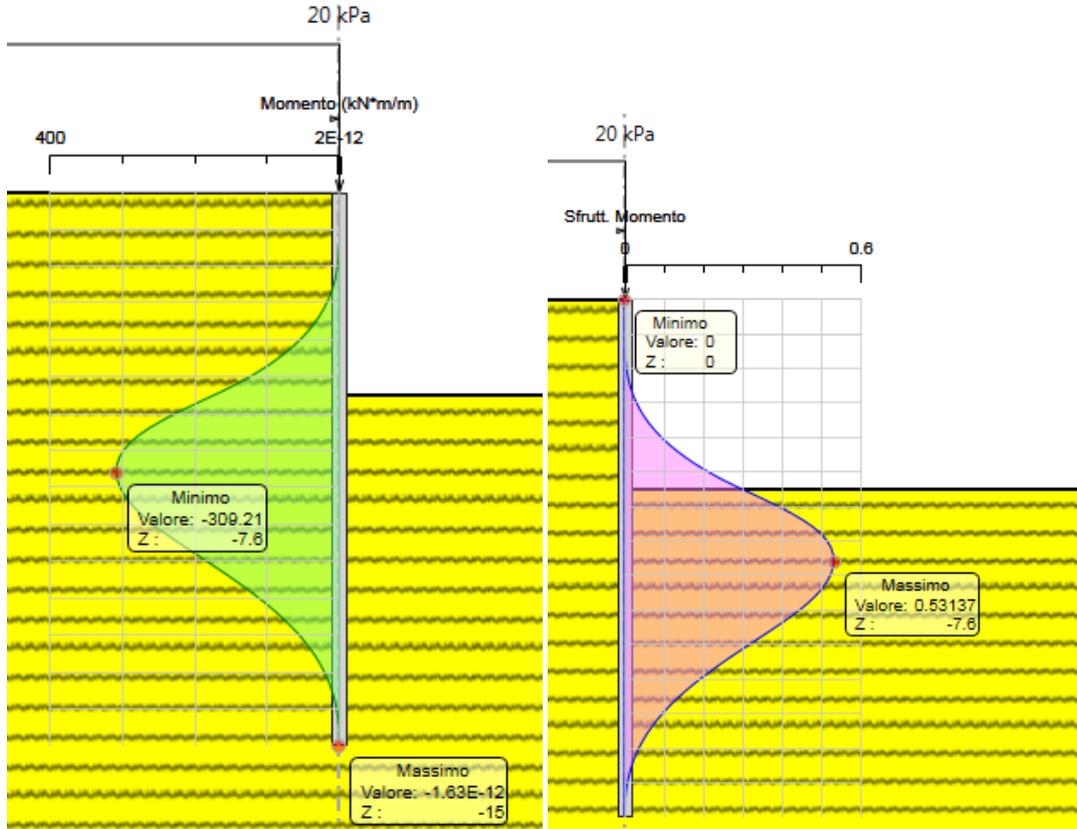
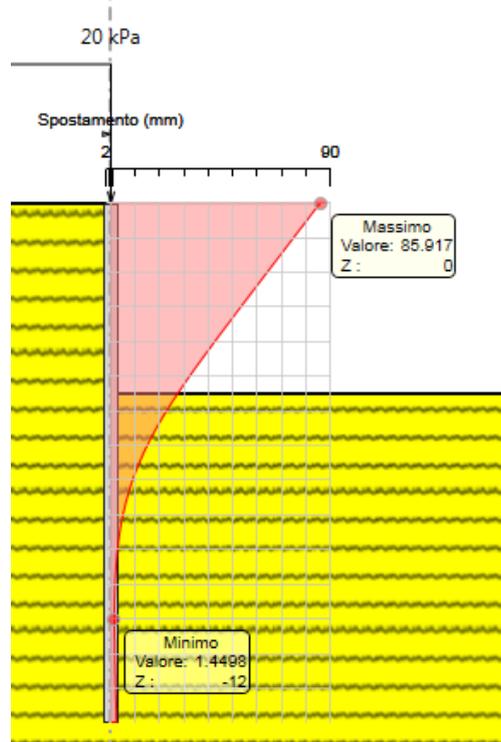


Figura 17.5: Spostamenti massimi palancola AZ13



RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 17.6: Momento di calcolo e sfruttamento del momento palanca AZ13

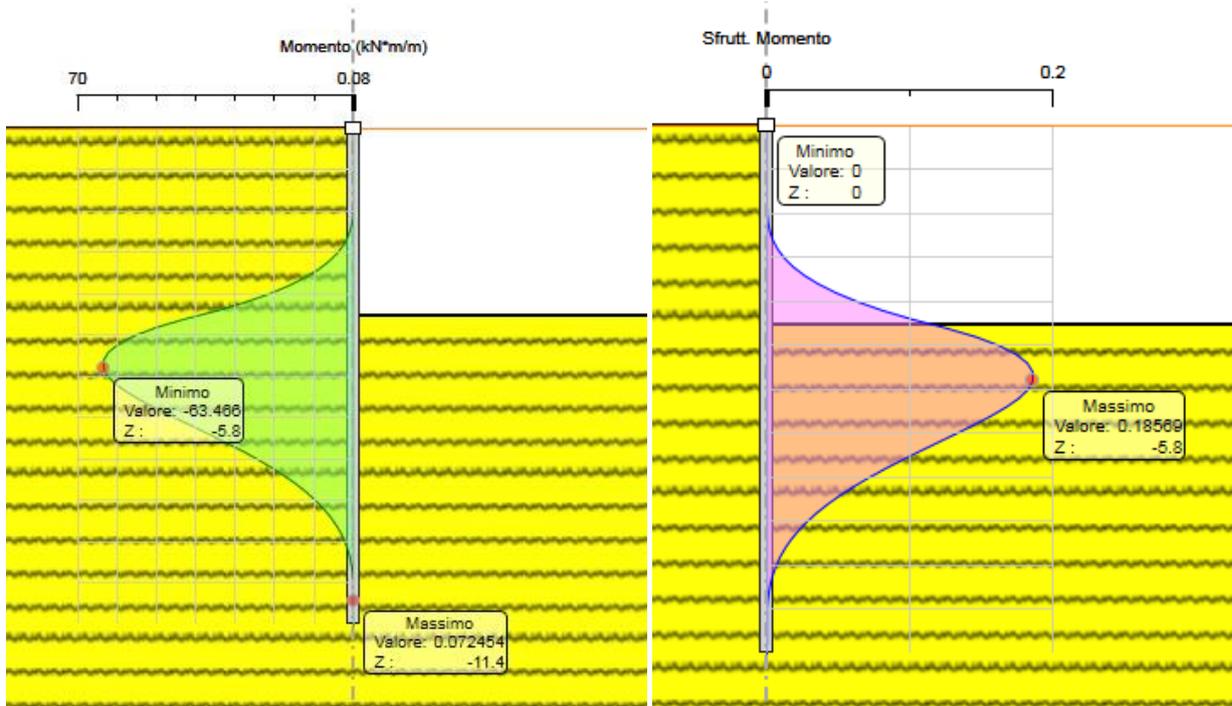
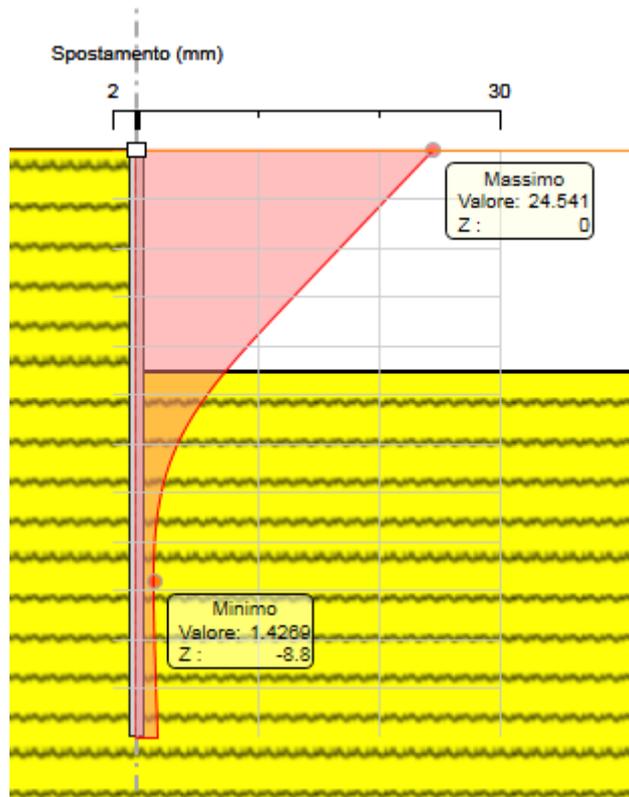


Figura 17.7: Spostamenti massimi palanca AZ13



18 CONCLUSIONI

La struttura in esame risulta verificata, si riporta di seguito una tabella riassuntiva delle armature di progetto:

Tabella 18.1: Armature di progetto

Elemento	Ferri longitudinali	Ferri trasversali
Paraghiaia	$\phi 26/20$	$\phi 12/20$ (3 bracci/m)
Muri (frontale e di risvolto)	$\phi 26/10$	$\phi 12/20$ (3 bracci/m)
Platea fondazione	$\phi 20/10$	$\phi 20$ (cavallotti, 3 bracci/1.2m)
Pali di fondazione	$32\phi 30$	spirale $\phi 16/10$ (primi 4 m) spirale $\phi 16/20$ (altrove)
Baggioli	$9\phi 12$	$\phi 14/10$

Si rimanda alle tavole di progetto per la disposizione delle armature.