



S.S. N. 9 "Via Emilia" Variante di Casalpusterlengo ed eliminazione passaggio a livello sulla SP ex S.S. N. 234

PROGETTO DEFINITIVO

CONTRIBUTI SPECIALISTICI

TECNOSTUDIO BIEFFE S.R.L.
VIA MAZZETTI 7
FONTANELLATO (PR)

COMPONENTE STRADALE E STRUTTURALE; SICUREZZA, COORDINAMENTO, FASAGGI DI CANTIERE, MOVIMENTAZIONE DI CAVA; RILIEVI E COMPUTAZIONE

CONSORZIO MUZZA BASSA LODIGIANA
VIA NINO DALL'ORO, 4 - LODI

COMPONENTE IDRAULICA

ARCH. MADDALENA GIOIA GIBELLI
VIA SENATO, 45
MILANO

COMPONENTE PAESAGGISTICA ED AMBIENTALE

P I GIOVANNI PERRI
VIA PRIORATO, 16
FONTANELLATO (PR)

COMPONENTE IMPIANTISTICA, TECNOLOGICA ED ILLUMINOTECNICA

CI.TRA S.R.L.
VIALE LOMBARDA, 5
MILANO,
IN COLLABORAZIONE CON
L.C.E. SRL
VIA DEI PLATANI, 7
OPERA

COMPONENTE TRASPORTISTICA ED ACUSTICA

I PROGETTISTI

Arch. Savino GARILLI PROVINCIA DI LODI
Iscritto all'Ordine degli Architetti della Provincia di Piacenza al n° 280

Ing. Antonio SIMONE COMUNE DI CASALPUSTERLENGO
Iscritto all'ordine degli Ingegneri della provincia di Foggia al n° 1270

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Gianluca CANTARELLI
Iscritto all'Ordine dei Geologi dell' Emilia Romagna al n° 359
via Malpelli, 2
FIDENZA (PR)

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom: Fiorenzo BERGAMASCHI
Iscritto al Collegio dei Geometri della Provincia di Parma al n° 1606
via Mazzetti, 7
FONTANELLATO (PR)

VISTO:IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO
Ing Massimo SIMONINI

DATA

PROTOCOLLO

MURO DI SOSTEGNO DA KM 0+308.86 A KM 0+416.90 - NOTA DI CALCOLO

CODICE PROGETTO



D	RECEPIMENTO PRESCRIZIONI ISTRUTTORIA ANAS				
C	RECEPIMENTO PRESCRIZIONI CONFERENZA DEI SERVIZI	FEBBRAIO 2011			
B	VERIFICA DI OTTEMPERANZA AL DECRETO VIA	APRILE 2010			
A	PRIMA CONSEGNA PROGETTO	MARZO 2009			
REV.	DESCRIZIONE	DATA	VERIFICATO RESP. TECNICO	CONTROLLATO RESP. D'ITINERARIO	APPROVATO RESP. DI SETTORE

Codice
Elaborato

MU01 5810

Data Revisione:
MARZO 2009

REV.
C

FOGLIO
01 DI **01**

Scala:
ELABORATO DI TESTO

1. GENERALITA'	4
1.1 Oggetto e scopo del lavoro	4
1.2 Criteri di verifica	4
1.3 Normative di riferimento	5
2. MATERIALI	7

1. 3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICITÀ DEL SITO	8
3.1 Generalità	8
3.2 Coefficienti parziali (analisi sismiche)	8
3.3 Caratterizzazione geotecnica e stratigrafica	8
3.3.1 Rilevato	8
3.3.2 Terreno in sito	8
3.3.3 Terreno di riempimento	9
3.4 Sismicità del sito	9
4. ALLEGATI	12

2. GENERALITA'

2.1 Oggetto e scopo del lavoro

Si espongono le verifiche sia strutturali che geotecniche svolte a sostegno della progettazione del muro di sostegno MU01 tra le progressive 0+308.86 e 0+416.90 dell'asse principale in corrispondenza del sottopasso SC01 Cascina Olza.

Il muro di sostegno in oggetto verrà realizzato con pannelli prefabbricati in cemento armato normale, in successione modulare (larghezza 1,25m), provvisti dalla parte contro terra di una costola di irrigidimento che si estende a tutta altezza.

Tali elementi sono posati su un cordolo di fondazione preventivamente gettato in opera e successivamente ancorati mediante il geto di una platea stabilizzatrice in cemento armato che ad opera finita verrà coperto dal terrapieno.

Per altezze maggiori di 5m si prevede l'utilizzo di elementi in cui l'ancoraggio della parete prefabbricata alla platea è realizzato tramite un elemento di cemento armato che funge da tirante di collegamento.

2.2 Criteri di verifica

Si è adottato il seguente criterio:

Analisi strutturali: Verifiche statiche e sismiche allo stato limite ultimo ex DM 09/01/1996
 Verifiche sismiche allo stato limite ultimo ex OM 3274/03 e 3431/05.

Coefficienti moltiplicativi delle azioni

AZIONI	simboli	Verifica a s.l.u.	Verifica a fessuraz.	Verifica sismica
Angolo di resistenza al taglio	ϕ	34.00	34.00	34.00
Peso proprio struttura	g1	1.4	1.0	1.0
Peso della terra portata	g2	1.4	1.0	1.0
Spinta della terra	g3	1.4	1.0	1.0
Carichi mobili	q1	1.5	1.0	0.25

Di ciascuna sezione sono state eseguite tre verifiche, esposte in tre schede successive.

Scheda 1 Verifica allo stato limite ultimo, con i carichi di progetto

Scheda 2 Verifica alla fessurazione, con i carichi di progetto

Scheda 3 Verifica sismica, con i carichi accidentali ridotti

I dati geometrici e geotecnicici di ciascuna sezione sono riportati nelle singole schede

Le verifiche sono svolte con l'ausilio del programma di calcolo della Tensiter: Muri 2006' vers.1.1.5

2.3 Normative di riferimento

Normative di attuazione della Lg. 5 Novembre 1971, n.1086

- [1] Legge 5/11/71 n.1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale, precompresso e per le strutture metalliche.
- [2] D.M. 14/02/92 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- [3] D.M. 09/01/96 "Norme tecniche per l'esecuzione di opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- [4] D.M. 16/01/96 "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- [5] Circolare ministeriale Ministero LL.PP. n°252 del 15 ottobre 1996 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per l'esecuzione di opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche." di cui al DM 9/1/96
- [6] Circolare ministeriale Ministero LL.PP. n°156 del 4 luglio 1996 Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e carichi e sovraccarichi" di cui al DM 16/1/96

Normativa di attuazione della Lg. 2 febbraio 1974, n.64

- [7] Lg. 2 febbraio 1974, n.64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche". G.U. n.76 del 21 Marzo, 1974
- [8] D.M. 11 Marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate naturali, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". G.U. - Roma - Mercoledì, 1 Giugno 1988.
- [9] D.M. 16/01/96 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"
- [10] Ordinanza della protezione civile n.2788 del 12/06/1998 "Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale" GU 146 del 25/06/1998
- [11] Circolare ministeriale Ministero LL.PP. n°30483 del 24 settembre 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate naturali, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione – Istruzioni per l'applicazione".
- [12] Circolare ministeriale ministero LL.PP. n°218/24/3 del 9 gennaio 1996 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate naturali, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione – Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica".
- [13] Circolare 10/04/97 n°65/AA.GG. – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui ad D.M. 16.01.1996

Normativa in attuazione al "Testo Unico" (DM 14/09/2005)

- [14] D.M. 14/09/2005 "Norme tecniche per le costruzioni" - GU del 23/09/2005
- [15] Legge 17/08/2005 n.166 "[...] proroghe di termini per l'esercizio di deleghe legislative" GU 22/08/2005 n.194).
- [16] Parere CSLLP – Adunanza 13/12/2005 – prot. N.264 "Applicazione del DM14/9/2005, recante "Norme tecniche per le Costruzioni"

Normativa sismica in attuazione OM 3274/03

- [17] Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"
- [18] Ordinanza PCM 3316 "Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri n.3274 del 20 marzo 2003". G.U. 236 del 10 Ottobre 2003
- [19] DM 21/10/03 "Disposizioni attuative dell'art.2, commi 2, 3 e 4 dell'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003 recante -Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica –" G.U. 252

- [20] Ordinanza PCM 3333 del 23 gennaio 2004 "Disposizioni urgenti di protezione civile". G.U. 26 del 2/2/2004
- [21] Nota PCM/SSN del 29/03/2004 "Elementi informativi sull'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003, recante Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- [22] Ordinanza PCM 3379 del 5 Novembre 2004 "Disposizioni urgenti di protezione civile". G.U. 269 del 16/11/2004
- [23] Ordinanza PCM 3431 del 3 Maggio 2005 "Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003, recante Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- [24] Ordinanza PCM 3467 del 13 ottobre 2005 "Disposizioni urgenti di protezione civile in materia di norme tecniche per le costruzioni in zona sismica" GU 20/10/2005 n°254

Norme tecniche per le costruzioni

- [25] DPCM 23 febbraio 2006
Approvazione dei modelli per il rilevamento dei danni, a seguito di eventi calamitosi, ai beni appartenenti al patrimonio culturale
- [26] Ordinanza Presidenza del Consiglio dei Ministri 28 aprile 2006 n. 3519
Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone. (Ordinanza n. 3519)
- [27] Direttiva Presidente del Consiglio dei Ministri 12 ottobre 2007
Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni
- [28] Decreto Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008
Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni

Eurocodici

- [29] ENV 1993-5:1997 "Eurocode 5: Design of steel structures – Part n.5: Piling"
- [30] EN 1997-1:2004 – "Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 1: General Rules"
- [31] prEN 1998-1:2003 "Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings".
- [32] prEN 1998-5:2003 "Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects"

3. MATERIALI

		Prefabbricati	Platea	Fondazione
Calcestruzzo				
Resistenza caratteristica cubica Rck	N/mm ²	40	25	15
Resistenza di calcolo a compress Fcd	N/mm ²	21.05	13.16	7.89
Resistenza di calcolo a trazione Fctd	N/mm ²	1.33	1.05	0.81
Acciaio	tipo	FeB44k	FeB44k	-
Tensione caratteristica di snervam. 0.2%	N/mm ²	430	430	-
Resistenza di calcolo Fyd	N/mm ²	373.9	373.9	-

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICITÀ DEL SITO

4.1 Generalità

Ai fini delle verifiche geotecniche, i parametri riportati di seguito vengono considerati come:

- "parametri di progetto", per le verifiche a fattore di sicurezza globale ai sensi della normativa previgente e in particolare ai sensi del DM 11.03.88
- "parametri caratteristici" per le verifiche agli stati limite, ai sensi degli Eurocodici 7 e 8, nonché della O.P.C.M. 3274 e successive modifiche.

4.2 Coefficienti parziali (analisi sismiche)

Per le sole analisi sismiche (stato limite ultimo) i parametri geotecnici "di progetto" vengono definiti a partire dai parametri "caratteristici" applicando i coefficienti parziali (γ_M) di cui all'Eurocodice 7 e 8, secondo le espressioni seguenti:

$$\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_{M1}$$

$$c'_d = c'_k / \gamma_{M2}$$

$$c_u = c_{uk} / \gamma_{M3}$$

$$\sigma_{c_u} = \sigma_{ck} / \gamma_{M4}$$

con:

ϕ_k = valore caratteristico dell'angolo d'attrito del terreno di fondazione;

c'_k = valore caratteristico della coesione efficace del terreno di fondazione;

c_{uk} = valore caratteristico della coesione non drenata del terreno di fondazione;

σ_{ck} = valore caratteristico della resistenza a compressione della roccia;

$\gamma_{M,i}$ = valore coefficienti parziali sulla resistenza ($\gamma_{M1} = 1.25$; $\gamma_{M2} = 1.25$; $\gamma_{M3} = 1.40$; $\gamma_{M4} = 1.40$)

4.3 Caratterizzazione geotecnica e stratigrafica

4.3.1 Rilevato

Si tiene conto dei seguenti parametri di calcolo (cfr. anche Linee Guida [34]):

Peso specifico: $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$

Angolo di attrito interno: $\phi' \geq 35^\circ$

Coesione efficace: $c' = 0 \text{ kPa}$

4.3.2 Terreno in sito

I parametri di resistenza al taglio sono stati definiti in accordo con quanto esposto nella *Relazione Geotecnica*, in corrispondenza del sondaggio CPT06_07 – S5_97 di cui alla tabella n.3.1.

Si rammenta che tali valori devono essere intesi come:

- "parametri di progetto", per le verifiche a fattore di sicurezza globale ai sensi della normativa previgente e in particolare ai sensi del DM 11.03.88
- "parametri caratteristici" per le verifiche agli stati limite, ai sensi degli Eurocodici 7 e 8, nonché della O.P.C.M. 3274 e successive modifiche.

Caratteristiche geotecniche (m profondità piano campagna):

0.00 – 6.00	Terreno mediamente addensato	Nspt=15	Rp=20 – 30 Kg/cm ²
6.00 – 9.00	Terreno debolmente addensato	Nspt=4	Rp=14 – 20 Kg/cm ²
9.00 – 20.00	Terreno mediamente addensato	Nspt=10 – 15	

Nspt	Rp Kg/cm ²	Φ(°)	Es (KPa)	Dr (%)	Tipo di terreno
Da 1 a 3		22 - 24	2500 - 3000	<30	Terreno molto sciolto- sabbia fine limosa – argilla molle e torba
Da 4 a 6	15 - 25	25	4500 - 5500	30	Terreno sciolto – sabbia fine con limo – limo sabbioso – argilla molle
Da 7 a 10		30	9000 - 12000	40 - 45	Terreno debolmente addensato
Da 11 a 25	> 40	35 – 38	9000 – 12000	50 - 55	Terreno mediamente addensato
>25		38 – 42	25000	65 – 70	Terreno molto addensato – sabbia fine con ghiaia – sabbia debolmente cementata – sabbia media

Tabella 3.1 – Parametri di resistenza al taglio caratteristici

4.3.3 Terreno di riempimento

I parametri di resistenza al taglio sono stati definiti in accordo con quanto esposto nella *Relazione Geotecnica* e sono riassunti nella tabella n.3.2 di cui al seguito.

FORMAZIONE		Terreno di riporto a tergo
Peso naturale di volume	γ (kN/m ³)	18
Angolo di attrito	φ' (°)	35
Coesione efficace	c' (kPa)	0
Coesione non drenata	c _u (kPa)	0

Tabella 4-2 – Parametri di resistenza al taglio caratteristici

4.4 Sismicità del sito

Con riferimento alle NTC2008 riguardo la scelta dei vari parametri che governano le verifiche sismiche si assume quanto segue:

- vita utile di progetto dell'opera: Vn = 50 anni (cfr. par. 2.4.1. NTC)
- classe d'uso dell'opera: IV (cfr. par. 2.4.2. NTC)
- coefficiente d'uso Cu = 2.0 (cfr. tab. 2.4.II NTC)

- vita nominale VR = 100 anni (cfr. par. 2.4.3 NTC)

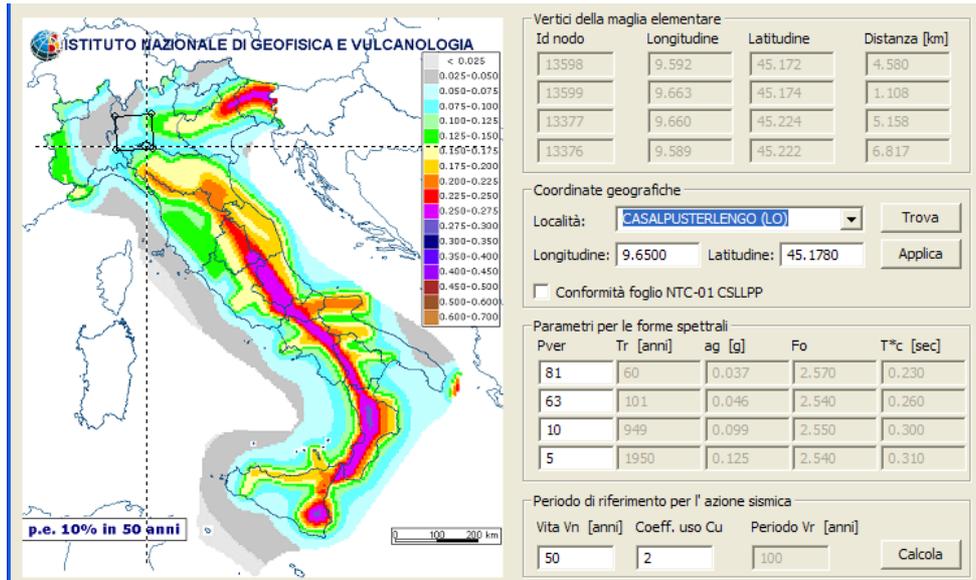
Per quanto riguarda le verifiche si fa riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), che prevede:

$P_{VR} = 10\%$ (cfr. tab. 3.2.I NTC) probabilità di superamento dell'azione sismica considerata nel periodo di riferimento

Il periodo di ritorno per la deduzione dei parametri spettrali si calcola con:

$Tr = -VR / (\ln(1-P_{VR}))$ (cfr. formula [1] dell'allegato "A" delle NTC)

Inserendo i parametri di riferimento si ottiene, per lo Stato Limite considerato, un periodo di ritorno di 949 anni



$a_g = 0.099g$
 $F_o = 2.550$
 $T_c = 0.300 \text{ sec}$

Risulta inoltre che:

Categoria del suolo = C
 $S =$ coefficiente di categoria di sottosuolo = $S_s * S_T$
 $S_s =$ coefficiente di amplificazione stratigrafica = $1.70 - 0.60 * F_o * a_g / g = 1.55$
 $S_T =$ coefficiente di amplificazione topografica = 1.0

Da cui:

$a_{max} =$ accelerazione massima al suolo per opere permanenti = $0.099 * 1.55 = 0.15g$

5. ALLEGATI

**Relazione di calcolo dei muri di sostegno in c.a.
con elementi prefabbricati Tensiter**

Manufatti prodotti in serie dichiarata con denuncia di prefabbricazione depositata presso il Ministero dei LL.PP.
ai sensi dell'art. 9 della legge 5/11/1971 n° 1086, recepita con il n°
54366 del 22/7/2005.

Rev. 00 del 27/06/08

NORME DI RIFERIMENTO

Le norme di riferimento assunte per la verifica delle strutture sono:

D.M. LL.PP del 11/3/1988 "Norme tecniche riguardanti ... l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre....."

D.M. LL.PP del 9/1/1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato....."

Per quanto in esso non contenuto si è fatto riferimento a:

Spinta delle terre e portanza delle fondazioni: Manuali dell'American Society of Civil Engineers

Ampiezza ammessa per le fessure: D.M. LL.PP. del 4/5/90 "Aggiornamento delle norme ... dei ponti stradali"

Sisma: O.P.C.M. n° 2374 del 20/3/2003 e suo aggiornamento n° 3316 del 2/10/03

Sismicità del Comune in cui sorge l'opera: desunta dalla tabella annessa al D.M. 2/9/2005.

DATI GENERALI DI PROGETTO

Materiali

Calcestruzzo		Prefabbricati	Platea	Fondazione
Resistenza caratteristica cubica Rck	N/mm ²	40	25	15
Resistenza di calcolo a compress Fcd	N/mm ²	21.05	13.16	7.89
Resistenza di calcolo a trazione Fctd	N/mm ²	1.33	1.05	0.81
Acciaio	tipo	FeB44k	FeB44k	-
Tensione caratteristica di snervam. 0.2%	N/mm ²	430	430	-
Resistenza di calcolo Fyd	N/mm ²	373.9	373.9	-

Coefficienti moltiplicativi delle azioni

AZIONI	simboli	Verifica a s.l.u.	Verifica a fessuraz.	Verifica sismica
Angolo di resistenza al taglio	φ	34.00	34.00	34.00
Peso proprio struttura	g1	1.4	1.0	1.0
Peso della terra portata	g2	1.4	1.0	1.0
Spinta della terra	g3	1.4	1.0	1.0
Carichi mobili	q1	1.5	1.0	0.25

Di ciascuna sezione sono state eseguite tre verifiche, esposte in tre schede successive.

Scheda 1 Verifica allo stato limite ultimo, con i carichi di progetto

Scheda 2 Verifica alla fessurazione, con i carichi di progetto

Scheda 3 Verifica sismica, con i carichi accidentali ridotti

I dati geometrici e geotecnici di ciascuna sezione sono riportati nelle singole schede

Le verifiche sono svolte con l'ausilio del programma di calcolo della Tensiter: Muri 2006' vers.1.1.5

Per ogni sezione verificata, oltre alle principali dimensioni geometriche, sono esposti:

Md = momento flettente baricentrico della sezione dovuto alle azioni esterne

Md+décalage+eccentricità incerta =

momento flettente baricentrico incrementato in funzione dello sforzo di taglio, secondo quanto prescritto dal punto 4.2.2. del D.M. '96 e anche dall'eccentricità parassita.

Nd = sforzo normale dovuto alle azioni esterne

Vd = sforzo di taglio di calcolo, dovuto alle azioni esterne, modificato dal contributo della componente della trazione dell'acciaio perpendicolare al lembo compresso nelle sezioni di altezza variabile.

Mrd = momento flettente baricentrico a cui resiste la sezione allo stato limite ultimo in presenza dello sforzo normale Nd.

Vrd = sforzo di taglio resistente della sezione. Esso è il valore minimo tra:

$V_{cls} = 0.30 * f_{cd} * B1 * Y$, sforzo di taglio resistente per la verifica del conglomerato

$V_{wd}+V_{cd}$ = somma del taglio resistente per l'armatura d'anima e per gli altri elementi del traliccio resistente

$V_{wd} * 2$ = doppio del taglio resistente per l'armatura d'anima

L'area delle staffe presa in conto nel calcolo della resistenza a taglio è stata ridotta della sezione destinata a reggere la spinta della terra sulle ali, che è un carico appeso.

Dal confronto tra le sollecitazioni esterne e quelle resistenti risulta che tutte le sezioni sono conformi alle norme.

Verifica alla fessurazione (scheda 2)

Calcolo dell'ampiezza delle fessure

I criteri di verifica a fessurazione sono quelli fissati dal D.M. 09/01/96 e dalle relative istruzioni contenute nella Circ. Min. LL.PP. n° 252 AA.GG./S.T.C del 15/10/96

Nei tabulati di verifica le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate con i metodi del calcolo elastico lineare, senza ridistribuzioni.

I sovraccarichi sul rilevato sono gli stessi impiegati nelle verifiche allo s.l.u. Ovviamente tutti i coefficienti moltiplicativi delle azioni sono stati ridotti a 1.

I momenti flettenti sono calcolati rispetto alla facciata del pannello o alla facciata inferiore della platea.

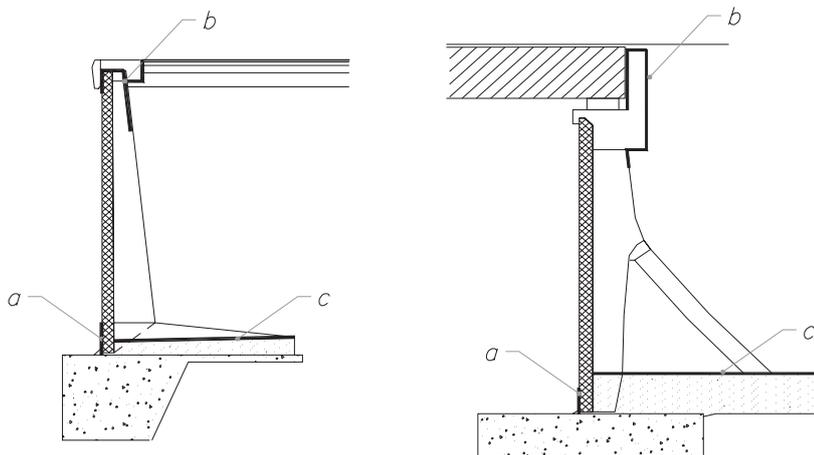
La descrizione geometrica della sezione avviene secondo lo schema già esposto nella verifica allo stato limite ultimo.

Le aperture delle fessure sono espresse nell'ultima colonna già divise per il rapporto tra il ricoprimento effettivo e il ricoprimento min di legge (=20mm), con il massimo di 1.5 in riferimento al paragrafo 4.2.4.2. della circolare citata, onde rendere immediato il confronto con i valori massimi ammessi.

In mancanza di una specifica normativa, l'apertura caratteristica ammessa per le fessure è stata desunta dal D.M. 4/5/90 relativo ai ponti stradali e in particolare dal punto 4.2 "Verifiche allo stato limite di fessurazione- ne....". Essendo impiegate armature poco sensibili, interpretando la norma in modo molto cautelativo, la massima apertura ammessa risulta di:

1° caso: 0,1 mm. per le sezioni poste in condizioni ambientali molto aggressive e cioè:

- la parte inferiore della facciata esterna dei muri di controripa correnti lungo le strade, soggetta agli eventuali spruzzi dei sali di disgelo
- la parte superiore della facciata interna dei muri di sostegno correnti lungo le strade, soggetta al percolamento di acque che possono contenere dei sali di disgelo.
- la facciata superiore della platea delle spalle da ponte e dei muri tipo "C", soggetti al ristagno quasi permanente delle acque di infiltrazione del terreno. Per i muri di tipo "N" e "T" l'ambiente risulta aggressivo solo sul fondo delle gole corrugate della platea (ove non vi è armatura significativa) e non sulla cima delle costole dove è presente l'armatura principale.



—— Zona moderatamente aggressiva
 —— Zona molto aggressiva

2° caso: 0,2 mm . per le sezioni poste in condizioni ambientali moderatamente aggressive e cioè tutte le altre.

Calcolo delle tensioni di esercizio nei materiali

Sono inoltre espresse le tensioni di trazione nell'acciaio e di compressione nel calcestruzzo per confrontarne i valori con i massimi stabiliti per lo stato limite di tensione di esercizio (punto 4.3.2. del citato D.M. 96)

1° caso: Per la combinazione di carico quasi permanente in ambiente molto aggressivo, in base alle resistenze caratteristiche dei materiali impiegati, risultano i seguenti valori massimi:

Calcestruzzo dei prefabbricati (Rck 40 N/mm²): $0.83 * 40 * 0.4 = 13.28 \text{ N/mm}^2$
 Calcestruzzo delle platee (Rck 25 N/mm²): $0.83 * 25 * 0.4 = 8.3 \text{ N/mm}^2$

2° caso: Per la combinazione di carico quasi permanente in ambiente moderatamente aggressivo risultano i seguenti valori massimi:

Calcestruzzo dei prefabbricati (Rck 40 N/mm²): $0.83 * 40 * 0.45 = 14.94 \text{ N/mm}^2$
 Calcestruzzo delle platee (Rck 25 N/mm²): $0.83 * 25 * 0.45 = 9.34 \text{ N/mm}^2$

Tutti i risultati dimostrano la conformità del progetto alle norme richiamate.

Verifica sismica (scheda 3)

a sensi delle ordinanze n° 3724 del 20/3/2003 e n° 3316 del 2/10/2003.

Dati di progetto dell'azione sismica

Il calcolo di verifica della stabilità globale dell'opera e di verifica delle sollecitazioni è effettuato con il metodo dell'analisi pseudo-statica, in base al valore dell'accelerazione orizzontale indicato nell'ordinanza n° 3724 del 20/3/2003 per il Comune in cui sorge l'opera:

Località in cui sorge l'opera: Comune di	Casalpusterlengo
Zona sismica	4
Accelerazione orizzontale	$a_g/g = 0.05$
Categoria del suolo di fondazione	C
Coefficiente di amplificazione topografica (l'opera non sorge in prossimità di cigli scoscesi isolati, né in prossimità di creste strette e ripide)	$S_T = 1.0$
Fattore di importanza	$\gamma_1 = 1$
Fattore che tiene conto della flessibilità e spostabilità del m	$r = 2$
Coefficiente di riduzione sismica dei sovraccarichi accidentali	0.25

Calcolo dell'azione sismica orizzontale

Fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione: $S = 1.25$
(dedotto dalla tabella 2 della normativa sismica ponti)

Coefficiente sismico orizzontale: $k_h = S a_g / r = 0.0313$

Coefficiente sismico verticale: $k_v = 0.5 k_h = 0.0156$
(trascurato come stabilito al paragrafo 4.4.2. della normativa)

Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua

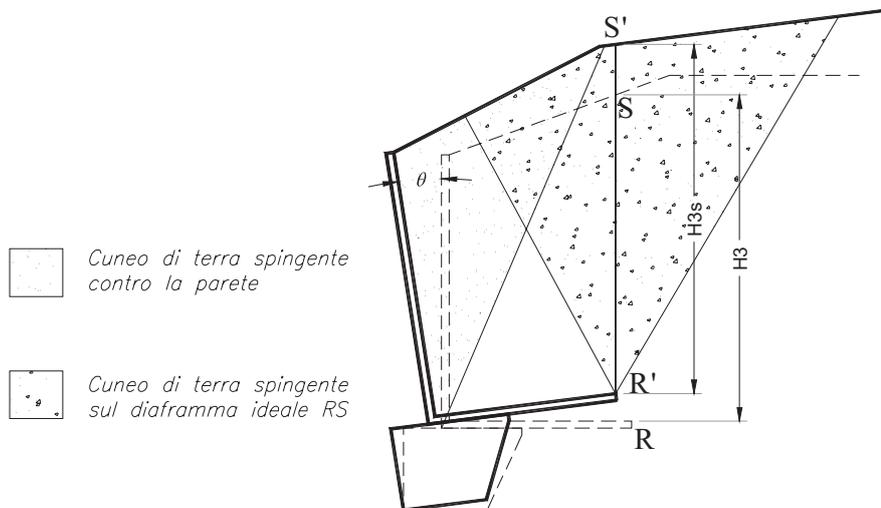
La spinta totale di progetto "Ed" esercitata dal terreno e dall'acqua sul muro è calcolata dopo aver fatto ruotare tutta la struttura (parete prefabbricata, superficie del terrapieno, platea e fondazione) dell'angolo Θ stabilita dalla formula (10) del paragrafo 4.4.3. della normativa:

$$\Theta = \arctan(k_h / (1 + k_v)) = 1.79^\circ$$

Per il calcolo della spinta sulla parete interna del prefabbricato la formula di Mononobe e Okabe fornisce direttamente il coefficiente di spinta K. Il modello di Mononobe e Okabe prevede che in aderenza alla parete del muro si formi un cuneo di terra spingente, limitato verso il terreno da una superficie piana (Ipotesi di Coulomb), in una sezione in cui sia la parete, sia la superficie del terrapieno siano ruotati verso valle dell'angolo Θ . Noi la applicheremo per il calcolo della spinta della terra e del sisma sulla parete interna del prefabbricato.

Per il calcolo della stabilità globale dobbiamo calcolare la spinta della terra sul diaframma ideale R-S innalzato verticalmente dallo spigolo interno della platea. in questo caso non si può applicare la formula di Mononobe e Okabe in quanto il cuneo di terra spingente si sviluppa anche nel terreno a valle della sezione R-S su cui dobbiamo calcolare la spinta. Il modello non corrisponde.

Nei muri di sostegno prefabbricati Tensiter la platea di ancoraggio è notevolmente estesa sotto al terra-pieno. Pertanto la spinta sulla parete e sul diaframma ideale R-S possono risultare alquanto diversi.



Come prescritto dal punto 4.4.1 della normativa e in perfetta analogia al modello di base che determina la formula di Mononobe e Okabe, calcoliamo la spinta E_d sulla sezione R-S assumendo un modello in cui si forma un cuneo spingente limitato da due piani, le cui giaciture sono state entrambe simultaneamente individuate come quelle che generano la massima spinta in stato di equilibrio limite attivo.

Il procedimento, svolto su elaboratore elettronico per approssimazioni successive, individua le due giaciture e fornisce i coefficienti di spinta. Essi risultano in genere leggermente più gravosi di quelli forniti dalla formula di Mononobe e Okabe per il maggior peso del cuneo di terra spingente.

Ovviamente il calcolo dei coefficienti di spinta è eseguito dopo aver fatto ruotare tutta la struttura (parete prefabbricata, superficie del terrapieno, platea, fondazione) dell'angolo Θ .

I coefficienti di spinta sono calcolati per tutte le sezioni trasversali oggetto della verifica e sono stati moltiplicati per il coefficiente di amplificazione topografica S_T e per il fattore di importanza γ_1 .

Nelle schede di verifica delle sezioni i coefficienti di spinta sono riportati già maggiorati del coefficiente topografico e del fattore di importanza.

Per effetto della rotazione sismica l'altezza della sezione ideale R - S su cui agisce la spinta del terrapieno aumenta, e in certi casi notevolmente. Pertanto la spinta della terra considerata nel calcolo è incrementata sia per il maggior coefficiente di spinta dovuto alla rotazione sismica, sia per la maggior altezza della sezione ideale.

Nella verifica della stabilità globale della struttura durante il sisma il calcolo tiene conto che tutte le masse della struttura e quella della terra che sovrasta la platea fino alla sezione R-S sono soggette a forze inerziali, aggiungendole alle spinte. Le loro componenti orizzontali sono riportate nella tabella delle azioni.

Codici di calcolo.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Tutte le schede allegare alla presente relazione sono state compilate automaticamente mediante il programma di calcolo Muri 2006' vers.1.1.5, realizzato dai tecnici della Tensiter s.p.a con la collaborazione diretta e continua dell'ing. Carlo Chiaves, inventore delle strutture Tensiter e autore del codice di calcolo.

Tipo di analisi svolta

Trattandosi di strutture molto semplici, sostanzialmente isostatiche, il calcolo è effettuato con i metodi numerici della scienza delle costruzioni, determinando direttamente le reazioni sul terreno e le sollecitazioni delle varie membrature in base a semplici considerazioni sulla composizione delle varie azioni agenti sulla struttura e delle loro reazioni vincolari.

La verifica della resistenza delle sezioni in cemento armato normale è stata fatta con soluzioni esatte basate su distribuzioni tensionali a parabola-rettangolo per le verifiche a stato limite ultimo e sismiche, e su distribuzioni tensionali elastico-lineari parzializzate per le verifiche della fessurazione.

Affidabilità dei codici utilizzati

Il programma di calcolo "Muri 2006" è il risultato della completa revisione, aggiornamento e completamento del precedente programma "Muri 2000", già sviluppato con il codice Visual-basic della Microsoft. Questo programma a sua volta discendente, dopo un'infinità di perfezionamenti, revisioni e aggiornamenti, dal programma prodotto inizialmente in Basic dall'ing. Chiaves nel lontano anno 1974. Esso, già allora integralmente automatizzato, fu prodotto e utilizzato per la verifica delle strutture Tensiter nella 1a denuncia di prefabbricazione "in serie" al Consiglio Superiore dei LL.PP del 1975.

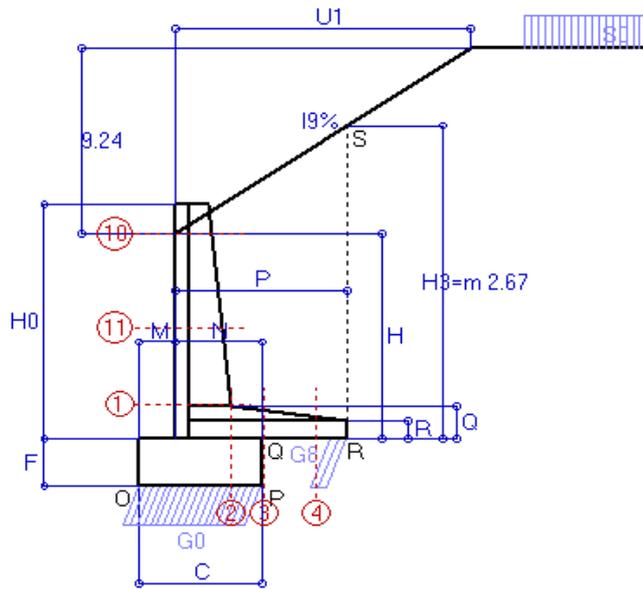
In base ai risultati di questo programma o dei suoi precedenti sono state costruite almeno 15.000 opere di sostegno Tensiter, in Italia e all'estero, in condizioni molto diversificate, comprendenti muri di sostegno del corpo stradale e muri di controripa fino a 15 m di altezza, muri spondali in alveo, muri per sistemazione di frane, spalle di ponti e anche condizioni di impiego anomale. Almeno 100.000 sezioni trasversali di muri di sostegno sono state verificate con questo programma.

Riteniamo che la straordinaria affidabilità dimostrata dalle strutture Tensiter nei più svariati impieghi (oltre 5.000.000 di m² di facciata, in 40 anni, senza alcun collasso) derivi in gran parte dall'affidabilità del codice di calcolo utilizzato per progettarle e verificarle.

Il codice è in grado di svolgere la verifica delle strutture Tensiter in base alle varie normative via via succedutesi (DM 14/2/92 tensioni ammissibili, Eurocode 2, DM 9/1/96 s.l.u, Ordinanze 3274/03 e 3333/04, DM 14/9/2005) oltre ad alcune normative estere.

Il programma è dotato di autodiagnostica per quasi tutte le verifiche più importanti richieste dalle varie norme. Cioè il programma provvede a evidenziare automaticamente su fondino giallo i risultati insufficienti o contrastanti con la norma scelta, o giudicati inadatti del progettista delle strutture Tensiter.

Pertanto l'esame di controllo dei principali risultati consiste sostanzialmente nell'accertare che non appaiano dei risultati evidenziati dal computer come insufficienti.



Dati

$H_m = 2.00$ m	Prefabbricato tipo 20NM	$H_0 = 2.00$ m
$C = 1.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.75$ m
$F = 0.40$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 19.6$ kN/m ²
$M = 0.30$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$N = 0.70$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 17.6$ kN/m ³
$P = 1.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 23.5$ kN/m ³
$Q = 0.28$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.58$
$U_1 = 14.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_9 = 66\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.656$
Coefficiente di spinta sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S	34.6	44.6	22.8	38.7
Peso della struttura (prefabb+platea)	0.0	0.0	12.5	8.6
Peso della terra e del sovraccarico	0.0	0.0	45.2	50.8
Spinta della terra sulla fondazione	0.4	0.1	0.0	0.0
Peso della fondazione	0.0	0.0	9.4	4.7
TOTALI	$S_9 = 35.0$	$M_9 = 44.7$	$P_9 = 89.9$	$M_8 = 102.8$

RISULTATI DELLA STABILITA' GLOBALE:

GRADO di stabilità al ribaltamento rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione	$\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.302 > 1.5$		
GRADO di stabilità al ribaltamento rispetto alla base della facciata del prefabbricato	$\eta_{rib} = 74 / 30.8 = 2.403 > 1.5$		
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 13.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.14$ m
Carico sul terreno della fondazione	$G_0 = 76.4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 1.00$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t = 0.076$ MPa		
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale	$\beta = 21.2^\circ$		
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$	$= 1.492 > 1.3$		

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

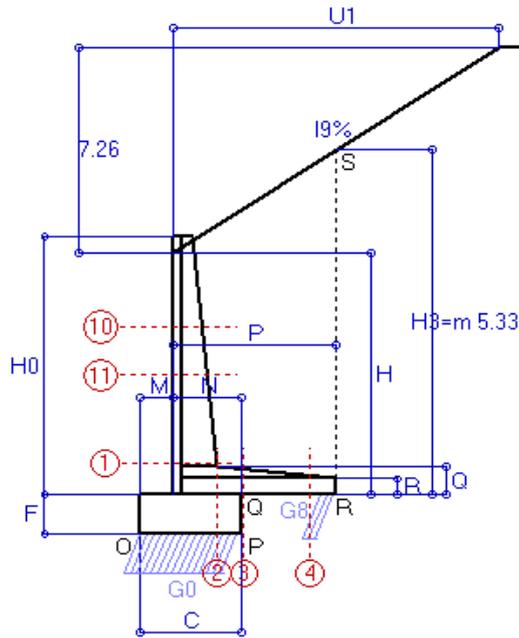
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb)

$K_0 = 0.611$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri (1)				Sollecitazioni resistenti (1)	
	Md baricentrico	Md + décalage + ecc. incerta	Nd (2)	Vd	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compresso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	Mrd baricentrico	Vrd
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	10.2	12.0	17.2	18.8	45.1	38.3	124.0	16.0	3.2	6.16	3.14	2.26	1.57	88.0	50.5
2	5.4	5.6	0.0	1.6	28.0	22.5	125.0	53.3	3.2	6.61	0.57	2.26	4.96	53.2	147.9
3	7.9	11.7	0.0	41.4	24.8	19.3	125.0	66.6	3.0	6.61	0.57	1.54	4.96	45.7	129.3
4	-1.3	-1.3	0.0	0.0	16.0	11.0	16.0	16.0	4.7	3.53	0.57	0.00	4.96	-3.5	29.1
10	0.0	-0.1	1.3	0.1	29.6	25.6	16.0	16.0	3.9	3.08	1.51	0.00	18.10	-14.2	217.0
11	1.7	3.3	7.9	5.2	38.0	32.9	122.6	16.0	2.5	4.62	1.51	0.88	18.10	56.5	278.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo 40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 1.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.75$ m
$F = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 19.6$ kN/m ²
$M = 0.50$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 34^\circ$
$N = 1.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 17.6$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 23.5$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.58$
$U_1 = 11.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_9 = 66\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.563$
Coefficiente di spinta sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S	119.5	284.2	75.3	218.4
Peso della struttura (prefabb+platea)	0.0	0.0	31.2	37.7
Peso della terra e del sovraccarico	0.0	0.0	168.9	312.1
Spinta della terra sulla fondazione	0.9	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione	0.0	0.0	21.2	15.9
TOTALI	$S_9 = 120.4$	$M_9 = 284.3$	$P_9 = 296.6$	$M_8 = 584.0$

RISULTATI DELLA STABILITA' GLOBALE:

GRADO di stabilità al ribaltamento rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione	$\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.054 > 1.5$		
GRADO di stabilità al ribaltamento rispetto alla base della facciata del prefabbricato	$\eta_{rib} = 430.4 / 212.5 = 2.025 > 1.5$		
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 43.1$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.23$ m
Carico sul terreno della fondazione	$G_0 = 253.5$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 1.50$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t = 0.169$ MPa		
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale	$\beta = 22.1^\circ$		
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$	$= 1.429 > 1.3$		

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb)

$K_0 = 0.611$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri (1)				Sollecitazioni resistenti (1)	
	Md baricentrico	Md + décalage + ecc. incerta	Nd (2)	Vd	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compresso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	Mrd baricentrico	Vrd
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	112.1	128.0	60.7	94.7	64.3	57.2	124.0	16.0	5.3	12.19	3.14	4.02	3.02	261.4	130.0
2	92.8	100.2	0.0	39.5	45.0	39.5	125.0	35.3	5.8	13.38	1.01	4.02	6.44	186.8	255.7
3	89.8	129.4	0.0	186.4	40.9	35.4	125.0	40.3	5.6	13.38	1.01	2.01	6.44	166.8	238.5
4	-5.9	-5.9	0.0	0.0	25.0	20.0	16.0	16.0	5.1	6.28	1.01	0.00	6.44	-7.9	62.9
10	4.9	8.7	12.3	10.4	41.7	37.7	124.0	16.0	2.8	5.09	2.01	0.00	32.17	71.5	319.0
11	21.8	32.7	25.1	26.6	49.6	44.8	124.0	16.0	3.6	7.10	2.01	0.80	32.17	118.8	379.4

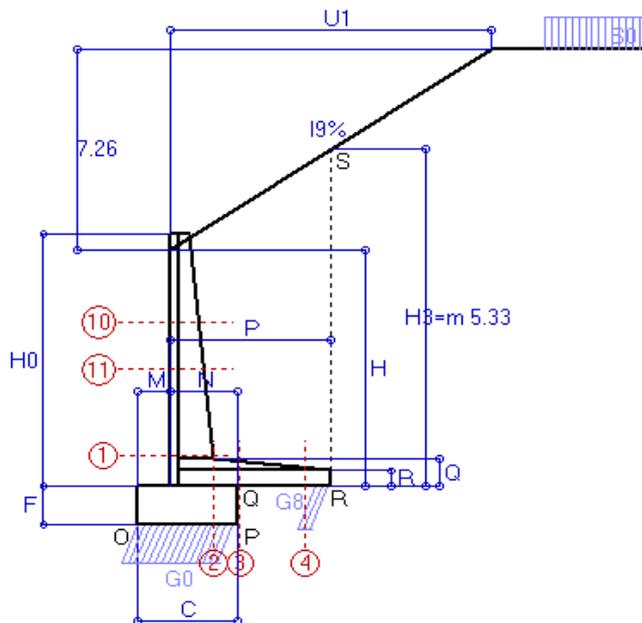
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

27/06/08

Compilato da Dott. Ing. S.Feno

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2006' vers.1.1.5



Spinta della terra su sez. R-S
 Peso della struttura (prefabb+platea)
 Peso della terra e del sovraccarico
 Spinta della terra sulla fondazione
 Peso della fondazione

Totali

Dati

$H_m = 4.00$ m	Prefabbricato tipo 40NM	$H_0 = 4.00$ m
$C = 1.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.75$ m
$F = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.50$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 19.6$ kN/m ²
$N = 1.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 17.6$ kN/m ³
$P = 2.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 23.5$ kN/m ³
$Q = 0.45$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.58$
$U_1 = 11.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 66\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.563$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 5.33$ m
 Coefficiente di spinta sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

FORZE ORIZZONTALI		FORZE VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
119.50	284.16	75.32	218.42
0.00	0.00	31.22	37.66
0.00	0.00	168.88	312.06
0.90	0.18	0.00	0.00
0.00	0.00	21.17	15.88
$S_9 = 120.39$	$M_9 = 284.34$	$P_9 = 296.58$	$M_8 = 584.02$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.054$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 1.429$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 43.11$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.23$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 253.47$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.50$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.169$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 22.1^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

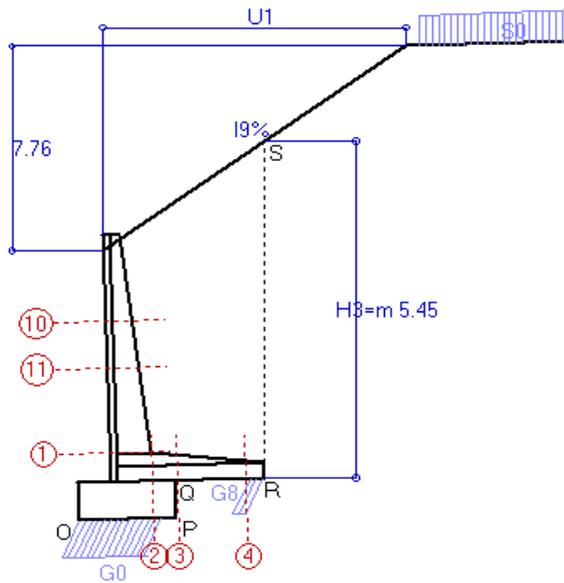
Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (comunicaz. al Consiglio Sup. LL.PP. recepita col n. 54366)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.611$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI			Fessuraz. apertura fessure
	Momento flettente	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. c	
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	72.3	43.4	67.7	124.0	64.3	57.2	12.19	3.14	115	2.24	25	0.035
2	66.3	0.0	28.2	125.0	45.0	39.5	13.38	1.01	137	2.98	30	0.054
3	64.1	0.0	133.2	125.0	40.9	35.4	13.38	1.01	148	3.43	30	0.082
4	-4.2	0.0	0.0	16.0	25.0	20.0	6.28	1.01	228	5.57	30	0.000
10	2.6	8.8	8.2	124.0	41.7	37.7	5.09	2.01	16	0.31	35	0.000
11	13.2	17.9	22.4	124.0	49.6	44.8	7.10	2.01	47	0.84	35	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.79^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.031$

Dati

$H_m = 4.00$ m
 $C = 1.50$ m
 $F = 0.60$ m
 $M = 0.50$ m
 $N = 1.00$ m
 $P = 2.40$ m
 $Q = 0.45$ m
 $U_1 = 11.0$ m

Zona sismica 4

Prefabbricato tipo 40NM
Altezza della terra contro il pannello
Sovraccarico sul rilevato (25%)
Categoria del suolo di fondazione
Fattore di flessibilità e spostabilità
Fattore di importanza
Coeff. di amplificazione topografica
Pendenza del rilevato vicino al muro
Pendenza del rilev. lontano dal muro
Scarpa della facciata del pannello
Pendenza dell'appoggio della fondaz.

$a_g/g = 0.05$
 $H_0 = 4.00$ m
 $H = 3.75$ m
 $S_0 = 4.9$ kN/m²
 $C (S=1.25)$
 $r = 2$
 $\gamma_I = 1$
 $ST = 1.0$
 $I_9 = 70.6\%$
 $I_8 = 3.1\%$
 $I_6 = -3.1\%$
 $I_7 = -3.1\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Mononobe e Okabe) agente su una sezione ideale R-S di altezza $K_1 = 0.580$
 $H_3 = 5.45$ m
Coefficiente di spinta sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S	128.1	309.6	81.8	237.2
Peso della struttura (prefabb+platea)	1.0	1.5	31.2	37.7
Peso della terra e del sovraccarico	5.3	9.8	168.9	312.1
Spinta della terra sulla fondazione	0.9	0.2	0.0	0.0
Peso della fondazione	0.7	0.2	21.2	15.9
TOTALI	S₉ = 135.9	M₉ = 321.2	P₉ = 303.0	M₈ = 602.8

RISULTATI DELLA STABILITA' GLOBALE:

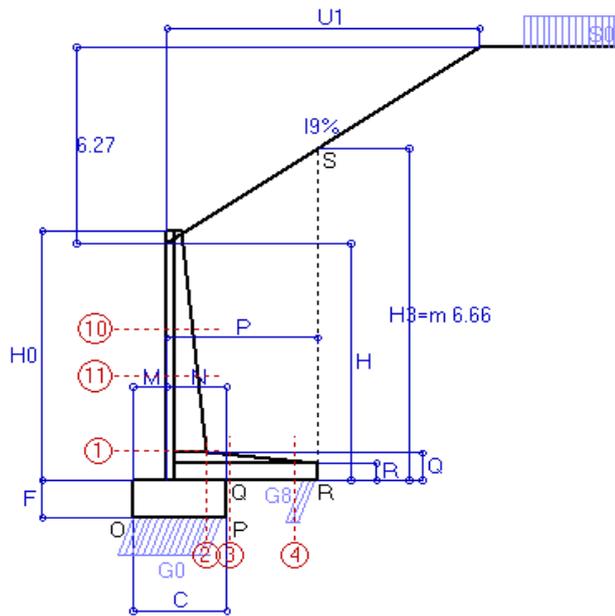
VERIFICA della stabilità al ribaltamento rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione $\eta_{rib} = M_8/M_9 = 1.877 > 1$
 VERIFICA della stabilità al ribaltamento rispetto alla base della facciata del prefabb. $\eta_{rib} = 445.9 / 240.2 = 1.856 > 1$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 42.4$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.22$ m
 Carico sul terreno della fondazione $G_0 = 260.6$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 1.34$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.194$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 24.2^\circ$
 VERIFICA della stabilità allo scorrimento: (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = = $1.293 > 1$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Mononobe e Okabe) $K_0 = 0.787$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri (1)				Sollecitazioni resistenti (1)	
	Md baricentrico	Md + décalage + ecc. incerta	Nd (2)	Vd	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compresso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	Mrd baricentrico	Vrd
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	117.7	133.9	51.3	94.2	64.3	57.2	124.0	16.0	5.3	12.19	3.14	4.02	3.02	260.0	138.1
2	101.1	112.1	0.0	58.7	45.0	39.5	125.0	35.3	5.8	13.38	1.01	4.02	6.44	186.8	255.7
3	87.0	120.0	0.0	155.1	40.9	35.4	125.0	40.3	5.6	13.38	1.01	2.01	6.44	166.8	238.5
4	-2.2	-2.2	0.0	0.0	25.0	20.0	16.0	16.0	5.1	6.28	1.01	0.00	6.44	-7.9	62.8
10	8.1	12.3	9.7	11.8	41.7	37.7	124.0	16.0	2.8	5.09	2.01	0.00	32.17	71.3	319.0
11	26.6	37.7	20.5	27.3	49.6	44.8	124.0	16.0	3.6	7.10	2.01	0.80	32.17	118.2	379.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo 50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 1.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.75$ m
$F = 0.75$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 19.6$ kN/m ²
$M = 0.65$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$N = 1.15$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 17.6$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 23.5$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.58$
$U_1 = 9.5$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 66\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.502$
Coefficiente di spinta sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S	168.8	501.5	101.1	359.0
Peso della struttura (prefabb+platea)	0.0	0.0	45.9	71.7
Peso della terra e del sovraccarico	0.0	0.0	257.5	583.0
Spinta della terra sulla fondazione	1.4	0.4	0.0	0.0
Peso della fondazione	0.0	0.0	31.8	28.6
TOTALI	$S_9 = 170.2$	$M_9 = 501.8$	$P_9 = 436.3$	$M_8 = 1042.2$

RISULTATI DELLA STABILITA' GLOBALE:

GRADO di stabilità al ribaltamento rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione	$\eta_{rib} = M_8 / M_9$	=	2.077 > 1.5
GRADO di stabilità al ribaltamento rispetto alla base della facciata del prefabbricato	$\eta_{rib} = 750.7 / 374.9$	=	2.002 > 1.5
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 66.7$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 = 0.28$ m
Carico sul terreno della fondazione	$G_0 = 369.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 = 1.80$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.205$ MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 21.3^\circ$
GRADO di stabilità allo scorrimento	$\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$	=	1.487 > 1.3

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb)

$K_0 = 0.611$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri (1)				Sollecitazioni resistenti (1)	
	Md baricentrico	Md + décalage + ecc. incerta	Nd (2)	Vd	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compresso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	Mrd baricentrico	Vrd
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	230.0	266.7	91.8	153.4	74.2	66.9	124.0	16.0	6.8	16.37	3.14	6.03	4.71	411.7	228.6
2	199.0	217.7	0.0	81.1	55.0	49.5	125.0	31.5	7.6	18.13	1.57	6.03	7.34	316.1	339.0
3	182.5	260.8	0.0	291.1	51.2	45.7	125.0	35.2	7.3	18.13	1.57	3.14	7.34	290.9	323.1
4	-10.2	-10.2	0.0	0.0	35.0	30.0	16.0	16.0	5.4	8.04	1.57	0.00	7.34	-16.7	103.3
10	15.7	24.6	21.3	21.7	47.7	43.9	124.0	16.0	3.4	6.28	2.01	0.00	40.21	102.9	371.4
11	58.4	82.2	42.3	49.6	57.8	53.0	124.0	16.0	4.5	9.42	2.01	1.11	40.21	187.0	448.6

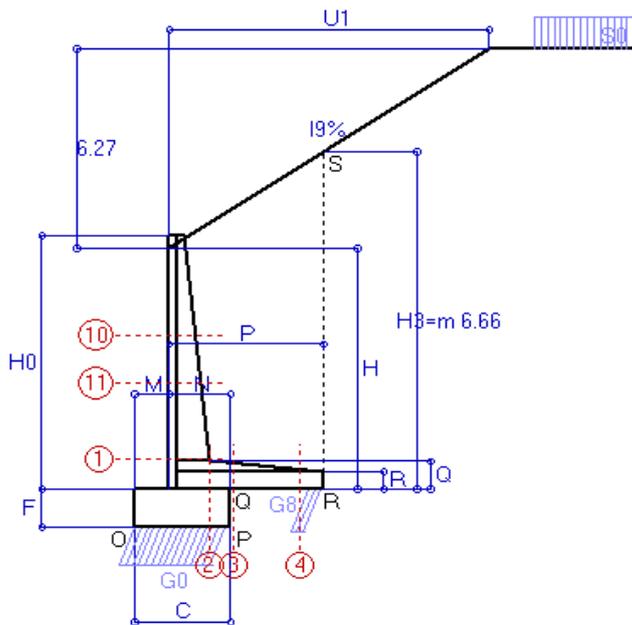
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

27/06/08

Compilato da Dott. Ing. S.Feno

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

con il programma Tensiter 'Muri 2006' vers.1.1.5



Spinta della terra su sez. R-S
 Peso della struttura (prefabbr+platea)
 Peso della terra e del sovraccarico
 Spinta della terra sulla fondazione
 Peso della fondazione

Totali

Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo 50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 1.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.75$ m
$F = 0.75$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$M = 0.65$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 19.6$ kN/m ²
$N = 1.15$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 17.6$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 23.5$ kN/m ³
$Q = 0.55$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.58$
$U_1 = 9.5$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 66\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.502$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 6.66$ m
 Coefficiente di spinta sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

FORZE ORIZZONTALI		FORZE VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
168.77	501.48	101.12	358.96
0.00	0.00	45.93	71.67
0.00	0.00	257.50	583.00
1.40	0.35	0.00	0.00
0.00	0.00	31.75	28.58
$S_9 = 170.18$	$M_9 = 501.83$	$P_9 = 436.30$	$M_8 = 1042.21$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.077$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 1.487$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 66.66$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.28$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 369.64$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.80$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.205$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 21.3^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

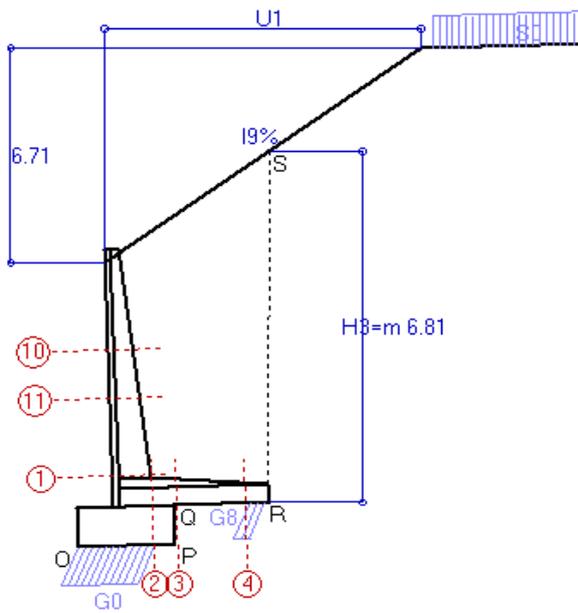
Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (comunicaz. al Consiglio Sup. LL.PP. recepita col n. 54366)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.611$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI			Fessuraz. apertura fessure
	Momento flettente	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. c	
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	150.4	65.5	109.6	124.0	74.2	66.9	16.37	3.14	151	3.24	25	0.064
2	142.2	0.0	57.9	125.0	55.0	49.5	18.13	1.57	173	3.93	30	0.074
3	130.4	0.0	207.9	125.0	51.2	45.7	18.13	1.57	172	4.09	30	0.081
4	-7.3	0.0	0.0	16.0	35.0	30.0	8.04	1.57	173	3.43	30	0.000
10	9.3	15.2	18.0	124.0	47.7	43.9	6.28	2.01	38	0.67	35	0.000
11	37.0	30.2	43.6	124.0	57.8	53.0	9.42	2.01	82	1.49	35	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.79^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.031$

Dati

$H_m = 5.00$ m
 $C = 1.80$ m
 $F = 0.75$ m
 $M = 0.65$ m
 $N = 1.15$ m
 $P = 2.90$ m
 $Q = 0.55$ m
 $U_1 = 9.5$ m

Zona sismica 4

Prefabbricato tipo 50NM
Altezza della terra contro il pannello
Sovraccarico sul rilevato (25%)
Categoria del suolo di fondazione
Fattore di flessibilità e spostabilità
Fattore di importanza
Coeff. di amplificazione topografica
Pendenza del rilevato vicino al muro
Pendenza del rilev. lontano dal muro
Scarpa della facciata del pannello
Pendenza dell'appoggio della fondaz.

$a_g/g = 0.05$

$H_0 = 5.00$ m
 $H = 4.75$ m
 $S_0 = 4.9$ kN/m²
 $C (S=1.25)$
 $r = 2$
 $\gamma_1 = 1$
 $ST = 1.0$
 $I_9 = 70.6\%$
 $I_8 = 3.1\%$
 $I_6 = -3.1\%$
 $I_7 = -3.1\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Mononobe e Okabe) agente su una sezione ideale R-S di altezza $K_1 = 0.495$
 $H_3 = 6.81$ m
Coefficiente di spinta sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S	173.8	524.7	103.7	368.3
Peso della struttura (prefabb+platea)	1.4	2.6	45.9	71.7
Peso della terra e del sovraccarico	8.0	18.2	257.5	583.0
Spinta della terra sulla fondazione	1.4	0.4	0.0	0.0
Peso della fondazione	1.0	0.4	31.8	28.6
TOTALI	S₉ = 185.7	M₉ = 546.2	P₉ = 438.9	M₈ = 1 051.5

RISULTATI DELLA STABILITA' GLOBALE:

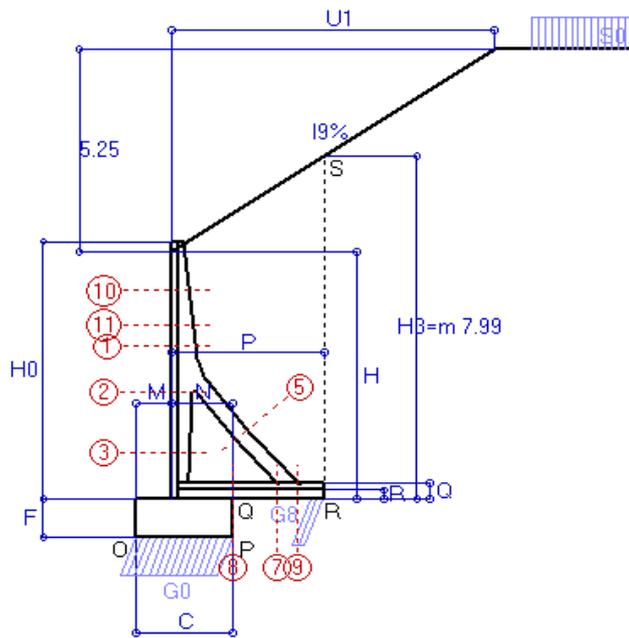
VERIFICA della stabilità al ribaltamento rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione $\eta_{rib} = M_8/M_9 = 1.925 > 1$
 VERIFICA della stabilità al ribaltamento rispetto alla base della facciata del prefabb. $\eta_{rib} = 758.3 / 408.1 = 1.858 > 1$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 82.1$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.34$ m
 Carico sul terreno della fondazione $G_0 = 356.8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.42$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.251$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 22.9^\circ$
 VERIFICA della stabilità allo scorrimento: (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 1.371 > 1

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Mononobe e Okabe) $K_0 = 0.787$
 Per la variazione di pendenza lontana dal muro il coefficiente di spinta sulla parte inferiore della parete è $K_8 = 0.272$ fino alla quota $H_{inf} = 1.28$ m

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri (1)				Sollecitazioni resistenti (1)	
	Md baricentrico	Md + déalage + ecc. incerta	Nd (2)	Vd	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compresso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	Mrd baricentrico	Vrd
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	238.5	273.5	77.2	149.0	74.2	66.9	124.0	16.0	6.7	16.37	3.14	6.03	4.71	409.2	226.0
2	191.4	221.9	0.0	132.6	55.0	49.5	125.0	31.5	7.6	18.13	1.57	6.03	7.34	316.1	339.0
3	147.1	206.4	0.0	220.6	51.2	45.7	125.0	35.2	7.3	18.13	1.57	3.14	7.34	290.9	323.1
4	-5.6	-5.6	0.0	0.0	35.0	30.0	16.0	16.0	5.4	8.04	1.57	0.00	7.34	-16.7	103.3
10	22.3	31.8	17.2	23.3	47.7	43.9	124.0	16.0	3.3	6.28	2.01	0.00	40.21	102.5	371.4
11	67.7	91.5	35.2	49.9	57.8	53.0	124.0	16.0	4.5	9.42	2.01	1.11	40.21	186.1	448.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo 60TM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 2.15$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.75$ m
$F = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 19.6$ kN/m ²
$M = 0.80$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 34^\circ$
$N = 1.35$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 17.6$ kN/m ³
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 23.5$ kN/m ³
$Q = 0.35$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.58$
$U_1 = 8.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$I_9 = 66\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.439$
Coefficiente di spinta sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KN m	Forze KN	Momenti KN m
Spinta della terra su sez. R-S	216.6	772.0	119.2	500.7
Peso della struttura (prefabb+platea)	0.0	0.0	47.4	80.8
Peso della terra e del sovraccarico	0.0	0.0	376.6	1 007.9
Spinta della terra sulla fondazione	2.0	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione	0.0	0.0	45.5	48.9
TOTALI	$S_9 = 218.6$	$M_9 = 772.6$	$P_9 = 588.7$	$M_8 = 1 638.3$

RISULTATI DELLA STABILITA' GLOBALE:

GRADO di stabilità al ribaltamento rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione	$\eta_{rib} = M_8 / M_9 =$	2.120 > 1.5
GRADO di stabilità al ribaltamento rispetto alla base della facciata del prefabbricato	$\eta_{rib} = 1154.8 / 577.1 =$	2.001 > 1.5
Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 88.4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.31$ m
Carico sul terreno della fondazione	$G_0 = 500.3$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $C_8 = 2.15$ m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff		$\sigma_t =$ 0.233 MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale		$\beta =$ 20.4°
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici)		1.562 > 1.3

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $K_0 = 0.611$
 Per la variazione di pendenza lontana dal muro il coefficiente di spinta sulla parte inferiore della parete è $K_8 = 0.254$ fino alla quota $H_{inf} = 1.21$ m

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri (1)				Sollecitazioni resistenti (1)	
	Md baricentrico kN.m	Md + déalage + ecc. incerta kN.m	Nd (2) kN	Vd kN	H altezza totale cm	Y altezza utile cm	B5 lato compresso cm	B1 larghezza taglio cm	X1 asse neutro cm	A1 lato terrapieno cm ²	A2 lato facc. o inf. platea cm ²	A3 ferri piegati cm ²	A4 totale staffe/m cm ² /m	Mrd baricentrico kN.m	Vrd kN
1	33.6	44.3	31.4	34.9	52.7	47.3	124.0	16.0	4.2	9.11	3.83	6.03	16.08	160.1	400.3
2	-14.6	-27.0	252.3	-67.3	45.3	39.7	16.0	16.0	13.9	4.02	5.75	3.48	3.48	-142.5	-117.2
3	-45.6	-67.2	315.3	52.5	38.1	32.3	16.0	16.0	16.6	4.02	5.75	0.00	3.48	-122.5	70.9
5	-14.4	-23.0	-260.0	36.9	32.0	25.9	16.0	16.0	4.9	6.57	7.63	0.00	4.83	-34.8	76.4
7	-39.1	-49.7	167.1	-60.0	35.0	30.0	34.2	52.3	7.1	6.03	4.52	3.55	5.33	-72.4	-215.2
8	44.2	72.5	167.1	208.8	35.0	30.0	125.0	52.3	4.6	6.03	4.52	3.55	5.33	85.7	215.2
9	65.9	75.2	0.0	145.9	35.0	30.0	125.0	52.3	5.4	14.22	4.52	9.11	5.33	148.2	202.8
10	2.4	4.6	9.0	6.6	39.1	34.9	124.0	16.0	2.8	5.09	3.83	0.00	16.08	66.3	238.3
11	15.7	23.8	21.3	21.6	47.5	42.5	124.0	16.0	3.5	7.10	3.83	0.83	16.08	112.3	312.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Dati

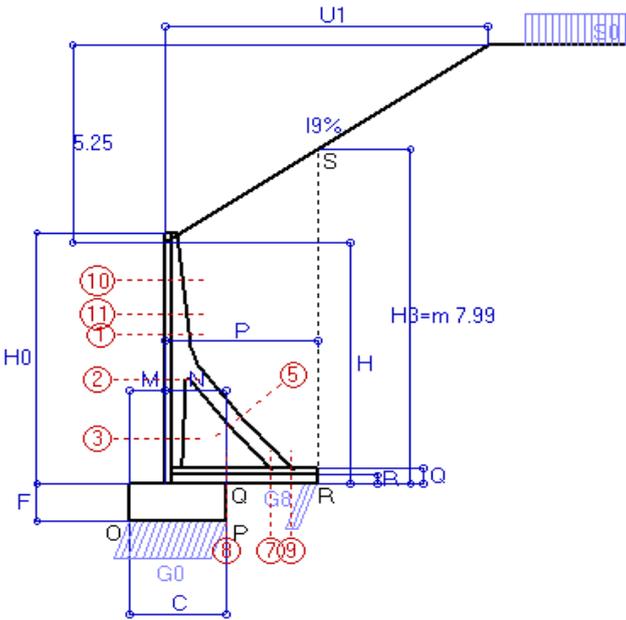
$H_m =$	6.00 m	Prefabbricato tipo	60TM	$H_0 =$	6.00 m
$C =$	2.15 m	Altezza della terra contro il pannello		$H =$	5.75 m
$F =$	0.90 m	Angolo d'attrito della terra		$\varphi =$	34°
$M =$	0.80 m	Sovraccarico sul rilevato		$S_0 =$	19.6 kN/m ²
$N =$	1.35 m	Peso specifico della terra		$P_0 =$	17.6 kN/m ³
$P =$	3.40 m	Peso specifico del calcestruzzo		$Q_0 =$	23.5 kN/m ³
$Q =$	0.35 m	Coefficiente d'attrito della fondazione		$R_0 =$	0.58
$U_1 =$	8.0 m	Pendenza del rilevato vicino al muro		$i_9 =$	66 %

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) $\lambda_1 = 0.439$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 7.99$ m
 Coefficiente di spinta sulla fondazione P-Q (Rankine) $\lambda_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

FORZE ORIZZONTALI		FORZE VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
216.58	772.04	119.21	500.67
0.00	0.00	47.35	80.80
0.00	0.00	376.64	1 007.92
2.02	0.61	0.00	0.00
0.00	0.00	45.51	48.92
S₉ = 218.60	M₉ = 772.65	P₉ = 588.71	M₈ = 1 638.31



Spinta della terra su sez. R-S
 Peso della struttura (prefabb+platea)
 Peso della terra e del sovraccarico
 Spinta della terra sulla fondazione
 Peso della fondazione

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.120$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 1.562$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 88.38$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.31$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 500.33$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.15$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.233$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 20.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

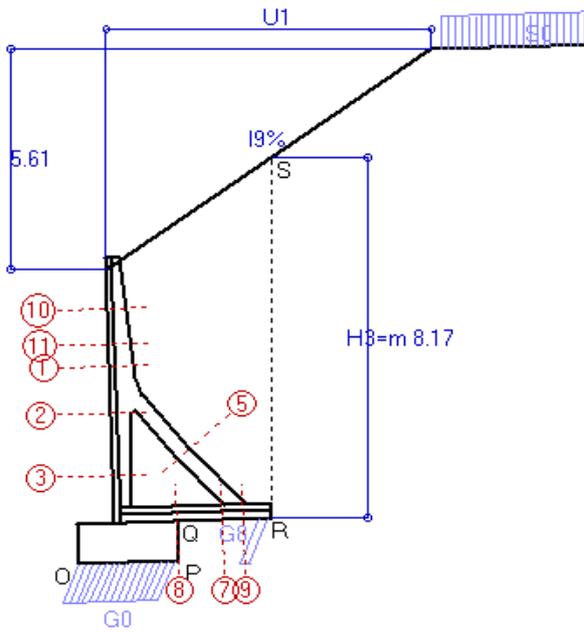
Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (comunicaz. al Consiglio Sup. LL.PP. recepita col n. 54366)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) $\lambda_0 = 0.611$ per la parte superiore del muro. Per la variazione di pendenza il coefficiente di spinta è $\lambda_8 = 0.254$ per la parte inferiore alta $H_{inf} = 1.21$ m

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compartecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI			Fessuraz. apertura fessure
	Momento flettente	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. c	
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	20.8	22.5	30.1	124.0	52.7	47.3	9.11	3.83	54	1.04	35	0.000
2	-32.7	184.7	-55.8	16.0	45.3	39.7	4.02	5.75	-10	1.88	35	0.000
3	-68.1	213.5	0.0	16.0	38.1	32.3	4.02	5.75	31	9.00	35	0.000
5	22.1	-185.7	19.5	0.0	32.0	19.8	6.57	7.63	172	0.00	35	0.093
7	-45.3	119.4	-42.9	34.2	35.0	30.0	6.03	4.52	89	4.58	45	0.000
8	14.2	119.4	149.1	125.0	35.0	30.0	6.03	4.52	110	3.14	45	0.000
9	47.0	0.0	89.1	125.0	35.0	30.0	14.22	4.52	122	3.15	45	0.073
10	1.0	6.5	5.0	124.0	39.1	34.9	5.09	3.83	8	0.18	35	0.000
11	9.3	15.2	18.0	124.0	47.5	42.5	7.10	3.83	35	0.65	35	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 1.79^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.031$

Dati

$H_m = 6.00$ m
 $C = 2.15$ m
 $F = 0.90$ m
 $M = 0.80$ m
 $N = 1.35$ m
 $P = 3.40$ m
 $Q = 0.35$ m
 $U_1 = 8.0$ m

Zona sismica 4

Prefabbricato tipo 60TM
Altezza della terra contro il pannello
Sovraccarico sul rilevato (25%)
Categoria del suolo di fondazione
Fattore di flessibilità e spostabilità
Fattore di importanza
Coeff. di amplificazione topografica
Pendenza del rilevato vicino al muro
Pendenza del rilev. lontano dal muro
Scarpa della facciata del pannello
Pendenza dell'appoggio della fondaz.

$a_g/g = 0.05$
 $H_0 = 6.00$ m
 $H = 5.75$ m
 $S_0 = 4.9$ kN/m²
 $C (S=1.25)$
 $r = 2$
 $\gamma_I = 1$
 $ST = 1.0$
 $I_9 = 70.6\%$
 $I_8 = 3.1\%$
 $I_6 = -3.1\%$
 $I_7 = -3.1\%$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Mononobe e Okabe) agente su una sezione ideale R-S di altezza $K_1 = 0.416$
 $H_3 = 8.17$ m
Coefficiente di spinta sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.283$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S	215.8	781.8	114.7	481.7
Peso della struttura (prefabb+platea)	1.5	3.5	47.4	80.8
Peso della terra e del sovraccarico	11.8	31.5	376.6	1 007.9
Spinta della terra sulla fondazione	2.0	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione	1.4	0.6	45.5	48.9
TOTALI	S₉ = 232.5	M₉ = 818.1	P₉ = 584.2	M₈ = 1 619.3

RISULTATI DELLA STABILITA' GLOBALE:

VERIFICA della stabilità al ribaltamento rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione $\eta_{rib} = M_8/M_9 = 1.979 > 1$
 VERIFICA della stabilità al ribaltamento rispetto alla base della facciata del prefabb. $\eta_{rib} = 1139.5 / 610.6 = 1.866 > 1$
 Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 75.2$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . $Q_8 = 0.26$ m
 Carico sul terreno della fondazione $G_0 = 509.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . $C_8 = 2.05$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.248$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 21.7^\circ$
 VERIFICA della stabilità allo scorrimento: (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = = $1.457 > 1$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Mononobe e Okabe) $K_0 = 0.787$
 Per la variazione di pendenza lontana dal muro il coefficiente di spinta sulla parte inferiore della parete è $K_8 = 0.272$ fino alla quota $H_{inf} = 2.82$ m

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri (1)				Sollecitazioni resistenti (1)	
	Md baricentrico	Md + décalage + ecc. incerta	Nd (2)	Vd	H altezza totale	Y altezza utile	B5 lato compresso	B1 larghezza taglio	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A3 ferri piegati	A4 totale staffe/m	Mrd baricentrico	Vrd
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	45.2	56.3	25.8	36.6	52.7	47.3	124.0	16.0	4.1	9.11	3.83	6.03	16.08	159.4	400.3
2	5.9	17.6	240.3	-62.4	45.3	39.7	124.0	16.0	4.2	4.02	5.75	3.48	3.48	84.7	-119.1
3	-39.5	-45.2	273.5	1.0	38.1	32.3	16.0	16.0	14.8	4.02	5.75	0.00	3.48	-116.5	71.0
5	-8.5	-13.5	-248.8	21.7	32.0	25.9	16.0	16.0	5.0	6.57	7.63	0.00	4.83	-36.0	76.4
7	-13.2	-21.6	160.0	-43.4	35.0	30.0	34.2	52.3	7.0	6.03	4.52	3.55	5.33	-71.3	-215.2
8	49.3	70.4	160.0	149.7	35.0	30.0	125.0	52.3	4.6	6.03	4.52	3.55	5.33	84.9	215.2
9	55.5	62.7	0.0	112.0	35.0	30.0	125.0	52.3	5.4	14.22	4.52	9.11	5.33	148.2	202.8
10	8.0	11.0	6.9	9.1	39.1	34.9	124.0	16.0	2.8	5.09	3.83	0.00	16.08	66.2	233.1
11	25.0	33.8	17.1	23.8	47.5	42.5	124.0	16.0	3.5	7.10	3.83	0.83	16.08	111.9	311.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione