

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO  
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO  
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO**

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE TRACCIATO  
FERROVIARIO  
VERIFICA SEZIONE STRETTA - TIPO 1

SCALA:

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

NN1X 00 D 78 CL MU0000 001 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	E. Pasquali	Settembre 2020	G. Ficorella	Settembre 2020	M. D'Avino	Settembre 2020	D. Tiberti Gennaio 2021
		I. Trullàs Tugues						
B	EMISSIONE ESECUTIVA	E. Pasquali	Ottobre 2020	G. Ficorella	Ottobre 2020	M. D'Avino	Ottobre 2020	ITALFERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Direzione Infrastrutture Sud UO Infrastrutture Sud Dott. Ing. David Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 108776
		I. Trullàs Tugues						
C	EMISSIONE ESECUTIVA	E. Pasquali	Gennaio 2021	G. Ficorella	Gennaio 2021	M. D'Avino	Gennaio 2021	
		ITT / AHO						

File: NN1X.0.0.D.78.CL.MU.00.0.0.001.C.docx

n. Elab.:

## INDICE

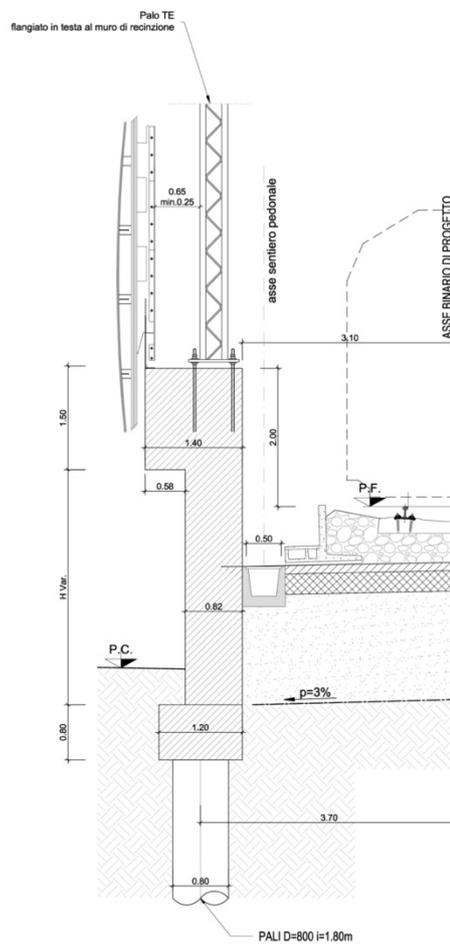
<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>INQUADRAMENTO DELL'OPERA</b> .....	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>5</b>
3.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
3.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOTECNICO GENERALE</b> .....	<b>6</b>
4.1	UNITÀ GEOLOGICHE .....	6
4.2	UNITÀ GEOTECNICHE .....	11
4.3	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO .....	13
<b>5</b>	<b>SEZIONI ANALIZZATE</b> .....	<b>14</b>
<b>6</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO</b> .....	<b>15</b>
6.1	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA .....	15
6.2	CARICHI PERMANENTI E VARIABILI .....	15
6.3	URTO FERROVIARIO .....	23
6.4	AZIONE SISMICA.....	24
<b>7</b>	<b>MATERIALI UTILIZZATI</b> .....	<b>24</b>
<b>8</b>	<b>VERIFICHE AGLI STATI LIMITE</b> .....	<b>25</b>
8.1	VERIFICHE STRUTTURALI SLU.....	25
8.1.1	<i>Criteri di verifica delle sezioni in c.a.</i> .....	25
8.1.2	<i>Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione – pressoflessione</i> .....	25
8.1.3	<i>Verifica agli stati limite ultimi a taglio</i> .....	25
8.2	VERIFICHE STRUTTURALI SLE .....	27
8.2.1	<i>Fessurazione</i> .....	27
8.2.2	<i>Valori limite delle tensioni</i> .....	28
<b>9</b>	<b>MODELLO DI CALCOLO</b> .....	<b>30</b>
9.1	CODICE DI CALCOLO .....	30
9.2	AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO .....	30
9.3	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE .....	31
9.4	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI .....	31
9.5	CARICHI INDOTTI NEL MODELLO .....	32

9.5.1	Carichi permanenti .....	32
9.5.1.1	Peso proprio del muro e della barriera .....	32
9.5.1.2	Spinte attive e passive al suolo .....	33
9.5.1.3	Sovrastruttura .....	33
9.5.2	Carichi variabili .....	34
9.5.2.1	Treno .....	34
9.5.2.2	Spinta del vento .....	34
9.5.3	Azione sismica .....	36
9.5.3.1	Azione statica equivalente dovuta all'accelerazione del muro e della barriera .....	36
9.5.3.2	Azione statica equivalente di sovrappinta del terreno .....	37
9.5.4	Reazioni alla base del sostegno (concomitante con sisma trasversale o vento trasversale massimo) .....	38
9.5.5	Urto ferroviario .....	40
<b>10</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO .....</b>	<b>41</b>
<b>12</b>	<b>RISULTATI .....</b>	<b>43</b>
12.1	REAZIONI OTTENUTE IN TESTA AI PALI .....	43
12.1	REAZIONI OTTENUTE IN TESTA AI PALI VERIFICA STRUTTURALE .....	43
12.2	REAZIONI OTTENUTE IN TESTA AI PALI VERIFICA GEOTECNICA .....	45
12.3	VERIFICA DELLA STABILITÀ GEOTECNICA (MEDIANTE METODO DI BROMS) .....	46
12.3.1	Verifica caso critico – Combinazione SLU_ECCI (urto ferroviario) .....	47
12.3.2	Verifica con sisma trasversale dominante – Combinazione SLV_1 .....	48
12.3.3	Verifica con vento trasversale dominante – Combinazione STR_5B (GEO A2) .....	49
12.4	VERIFICA STRUTTURALE DEL MURO .....	50
12.4.1	Diagrammi delle sollecitazioni .....	50
12.4.2	Dimensionamento dell'armatura .....	54
12.5	VERIFICA DEI PALI DE SOSTEGNO .....	57
12.5.1	Dati di sezione .....	57
12.5.2	Verifica con sforzo massimo .....	57
12.5.3	Verifica del taglio .....	59
<b>13</b>	<b>TABELLA DI INCIDENZA .....</b>	<b>60</b>

## 1 PREMESSA

Oggetto della presente relazione è la valutazione dei muri di recinzione ad urto ferroviario in sezione stratta, ovvero quando la posizione del muro è ad una distanza inferiore di 3.10 m dall'asse della nuova linea ferroviaria.

In questo caso il muro è dimensionato per ospitare sia una barriera antirumore sia il palo della TE, in modo da non avere interferenze. Nella figura seguente è possibile vedere una sezione tipo.



**Figura 1 – Sezione tipo: Sezione Stretta – TIPO 1**

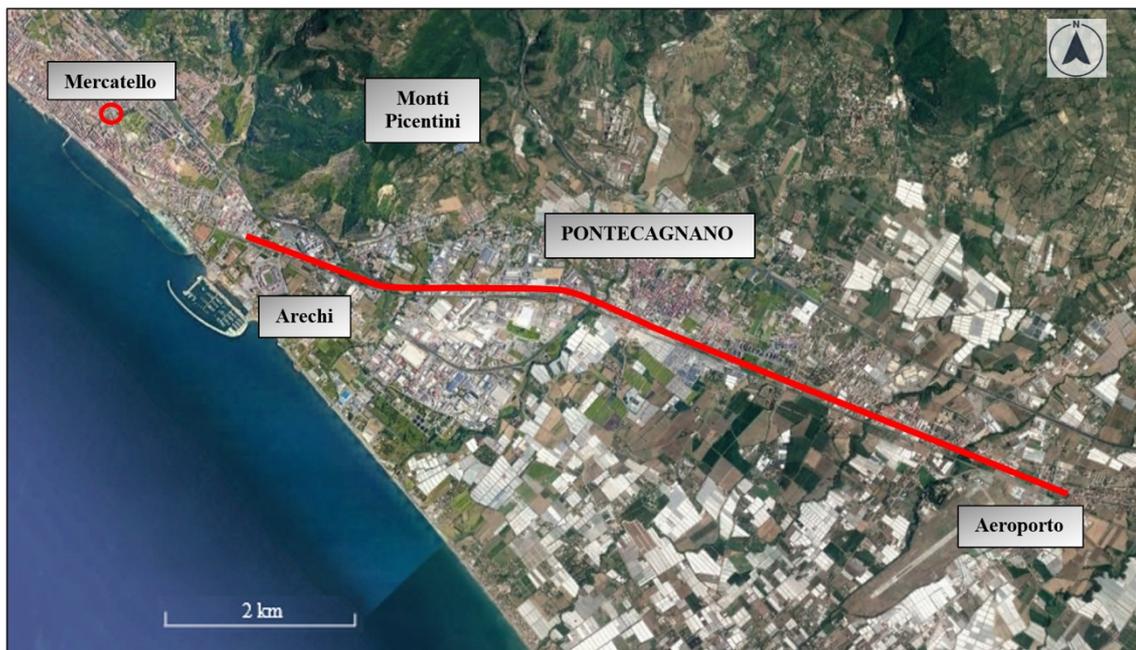
La suddetta opera consta di un paramento murario di spessore 0.82 m nella parte inferiore e 1.40 m nella parte superiore, con altezza complessiva pari a 5.60 m. Il muro spicca da una trave di altezza 0.80 m e larghezza 1.20 m, sulla quale si intestano pali  $\varnothing = 800$  mm e interasse 1.80 m.

Sul muro è installata una barriera antirumore di tipo H10.

Il risultato finale del calcolo, oggetto della seguente relazione, ha determinato una lunghezza dei pali di fondazione pari a 7.0 m, a partire dalla base della trave di collegamento.

## 2 INQUADRAMENTO DELL'OPERA

La tratta oggetto del presente studio attraversa i comuni di Salerno e Pontecagnano (SA), in una zona prevalentemente pianeggiante. Il tracciato in progetto si sviluppa in direzione NW-SE per una lunghezza di circa 8,8 km nel settore centro settentrionale della Piana del Sele ed affianca la linea ferroviaria esistente Salerno – Battipaglia. Il progetto ha inizio dall'attuale stazione Arechi e si protrae fino in prossimità dell'aeroporto (Figura 2).



**Figura 2 – Immagine aerea dell'area di Salerno e Pontecagnano. In rosso sono evidenziate le tratte oggetto di studio. (Google Earth).**



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO  
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO  
TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO  
PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE  
SEZIONE STRETTA – TIPO 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CLMU0000001	C	5 di 60

### 3 NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

#### 3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'interpretazione dei risultati e la redazione della presente relazione sono stati effettuati nel rispetto della Normativa in vigore e di alcune Raccomandazioni.

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

[N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

[N.3]. Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019.

[N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2

[N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 D del 20.12.2019 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

#### 3.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Inoltre si fa riferimento ai seguenti documenti:

##### 2.2.1 Geotecnica

[1] NN1X00D78RHGE0600001 - Relazione Geotecnica Generale

[2] NN1X00D78L6GE0600001-6 - Profilo geotecnico di linea

##### 2.2.2 Geologia

[3] NN1X00D69RGGE0001001 - "Relazione Geologica"

[4] NN1X00D69IGGE0005002 - "Indagini geofisiche"

[5] NN1X00D69SGGE0005001 / NN1X00D69SGGE0005002 – "Indagini geognostiche"



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO  
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO  
TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO  
PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE  
SEZIONE STRETTA – TIPO 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CLMU0000001	C	6 di 60

## 4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO GENERALE

La successione stratigrafica è stata desunta sulla base delle indagini eseguite e dai rilievi e studi geologico-geomorfologici.

Nel seguito vengono definite le unità geologiche e geotecniche intercettate, individuabili graficamente nei rispettivi profili longitudinali a cui si rimanda.

### 4.1 UNITÀ GEOLOGICHE

Il territorio oggetto degli interventi in progetto si sviluppa lungo la Piana del Sele, nel settore centro settentrionale della pianura, per una lunghezza di 8,8 km circa ed affiancherà la linea ferroviaria Salerno – Battipaglia nei pressi del comune di Pontecagnano. Per quanto concerne la cartografia geologica di riferimento, la cartografia CARG in scala 1: 50.000 copre l'intero territorio oggetto del presente studio. Lo stralcio delle Carta Geologica, Foglio 467 “Salerno”, scala 1: 50.000, ISPRA, in Figura 3 è localizzato lungo il tratto campano del margine tirrenico dell'Appennino meridionale. Questo settore si presenta alquanto articolato per la presenza dei golfi di Napoli e Salerno, individuati da NW a SE dal settore vulcanico Flegreo, dalla Penisola di Sorrento e dal promontorio del Cilento. La penisola Sorrentina insieme all'isola di Capri, sua naturale estensione nel Tirreno, si protende per oltre 30 km in direzione NE-SW e, a differenza del Promontorio Flegreo legato al vulcanismo omonimo di età quaternaria e del Promontorio del Cilento, costituito da successioni bacinali e silicoclastiche di età giurassico-miocenica, è formata da successioni di piattaforma e di rampa carbonatica di età mesozoica. La Piana del Sele e l'antistante Golfo di Salerno costituiscono rispettivamente la porzione emersa e la porzione sottomarina di una importante depressione morfostrutturale (depressione del Sele) evidenziata da una forte anomalia gravimetrica negativa che si allunga in direzione WSW-ENE lungo il lato meridionale della penisola di Sorrento (Marani et alii, 2004). Tale depressione è riempita da alcune migliaia di metri di depositi quaternari, in larga parte di natura epiclastica (es. supersintema Eboli), derivanti dalla rapida erosione dei rilievi carbonatici durante fasi di sollevamento iniziate a partire dal Pleistocene inferiore (Brancaccio et alii, 1991), di fatto contemporaneamente all'inizio della subsidenza nella depressione del Sele. Nel Quaternario assieme alla depressione della Piana del Sele-Golfo di Salerno si delineano anche le depressioni del Golfo di Napoli e, più a nordovest, della piana del Volturno (Milia & Torrente, 2000). Queste depressioni costiere riflettono una forte tettonica estensionale quaternaria a cui si è accompagnata l'attività vulcanica dei Campi Flegrei e del complesso Somma-Vesuvio, responsabile della spessa coltre di vulcanoclastiti che ricoprono quasi ubiquitariamente i rilievi del territorio campano.

La Piana del Sele, come detto, è una pianura alluvionale che occupa la parte emersa del graben peritirrenico del Golfo di Salerno. La parte più interna di questo graben a partire dal Pliocene fu riempita da un'enorme quantità di sedimenti (dello spessore di 2000 m), associata ad una lenta e progressiva subsidenza Quaternario. All'interno della piana la distribuzione spaziale ed altimetrica di questi depositi è molto caratteristica ed appare strettamente influenzata dall'evoluzione tettonica dell'area: i terreni più recenti sono incastrati in quelli più antichi procedendo dalla periferia verso il centro della depressione (Brancaccio et al., 1995). Il basamento della piana (del Miocene superiore) è formato da argille marnose con frequenti intercalazioni arenacee, alla cui sommità sono presenti calcari evaporitici e sedimenti derivati dall'accumulo dei frustoli di diatomee (Ortolani et al., 1979). La parte più interna di tale depressione è occupata da successioni conglomeratiche che si estendono da Salerno ad Eboli, frutto dell'erosione che ha interessato i Monti Picentini in seguito alle condizioni climatiche fredde e ai movimenti tettonici del Pleistocene inferiore (Sintema di Eboli) (Pappone et al., 2009). Questi depositi alluvionali, in massima parte in facies di media e bassa conoide, testimoniano, come accennato in precedenza, le fasi di più forte e rapido sollevamento dei massicci carbonatici bordieri (Monti Picentini) e la contemporanea subsidenza anche sul settore orientale del graben (Brancaccio et al., 1987).

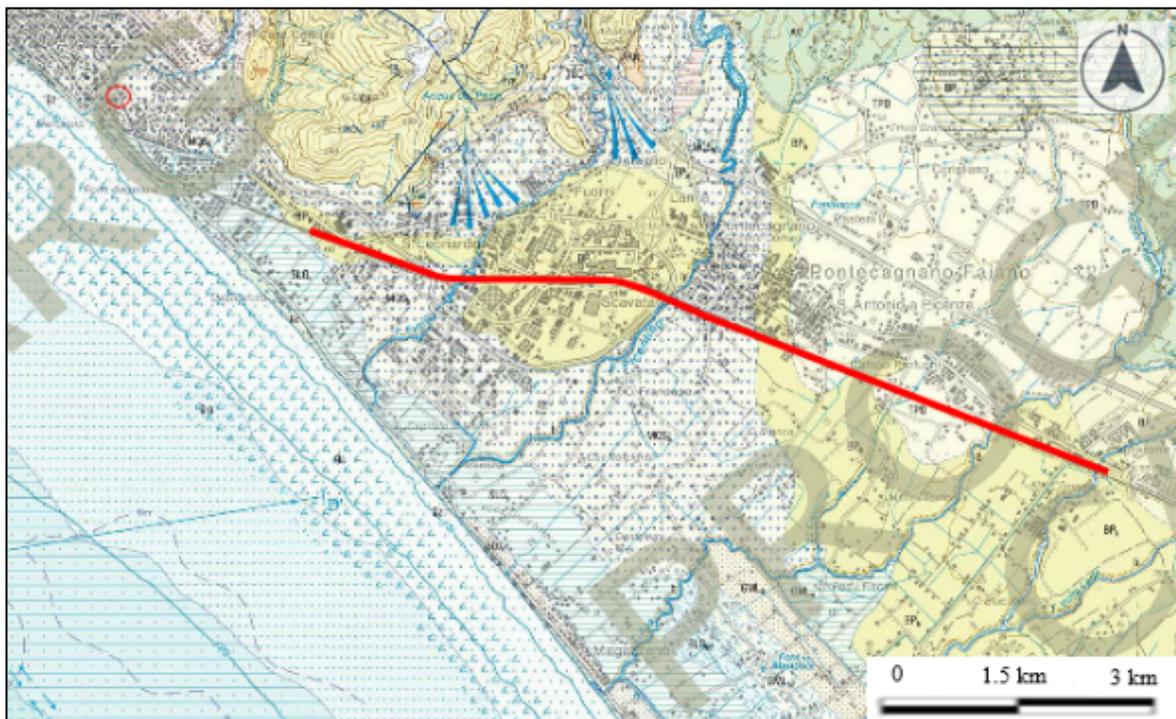


Figura 3 – Stralcio, non in scala, delle Carta Geologica, Foglio 467 “Salerno”, scala 1: 50.000, ISPRA.  
 Il tracciato oggetto di intervento è stato evidenziato in rosso.

Di seguito si descrivono le formazioni affioranti presso l'area di progetto, le quali si succedono dal basso verso l'alto secondo il seguente ordine stratigrafico:

- **Subunità della Piana del Sele (Settore Salerno – Pontecagnano – Battipaglia):** depositi di questa Subunità rappresentano tutto il Pleistocene e l'Olocene e costituiscono le principali unità di paesaggio della Piana alluvionale e costiera del Sele. Questa subunità è costituita da due importanti supersintemi (supersintema Battipaglia-Persano; supersintema Eboli), da due unità sintemiche (sintema Campolungo; sintema Gromola) e da due unità litostratigrafiche (Travertini di Pontecagnano; unità di Ariano-Torrente Cornea), di cui seguono le descrizioni delle unità riscontrate nell'area di studio:
  - **Supersintema Battipaglia – Persano (BP):** I sedimenti del supersintema occupano una posizione morfocrono-stratigrafica compresa tra i conglomerati del supersintema Eboli (CE), a monte, ed i primi depositi tirreniani del sintema Gromola (GML), a valle. In relazione agli ambienti di sedimentazione la porzione più recente, di questo supersintema viene distinta nelle seguenti associazioni di litofacies, probabilmente fra loro eteropiche: **BPa**) Porzione deposta in ambiente di conoide alluvionale - Alternanze latero verticali di ghiaie sabbiose, sabbie e, subordinatamente, peliti sabbiose con frazione grossolana poligenica ed eterometrica proveniente dalle locali serie mesozoiche. Verso l'alto passano a sedimenti alluvionali sabbioso-limoso-argillosi con componente piroclastica e con frequenti episodi pedogenici intercalati. In sommità è spesso conservato un paleosuolo bruno scuro, ben strutturato, molto decalcificato ed argillificato. Spessore non inferiore a 30 m. (Tardo Pleistocene Medio-Pleistocene Superiore basale?); **BPb**) Porzione deposta in ambiente di piana costiera - Sedimenti sabbiosi e pelitici, eteropici di quelli della porzione precedente. Si tratta di complessi sabbioso ghiaiosi e sabbiosi di spiaggia e dune litorali (evidenti sono le tracce morfologiche di antichi cordoni litoranei disposte a quote intorno ai 25 m) alternati a complessi pelitici e pelitico-sabbiosi di laguna e/o stagno costiero con associati sedimenti sabbioso-pelitici di ambienti fluvio-palustri. Localmente sono intercalate lenti ghiaiose e sabbioso-ghiaiose di ambiente alluvionale. Spessore non inferiore a 30 m. (Tardo Pleistocene Medio-Pleistocene Superiore basale?); **BPc**) Depositi travertinosi (travertino di Faiano). Questi depositi, affioranti nell'area di Pontecagnano-Faiano, sono costituiti in gran parte da incrostazioni carbonatiche su supporti vegetali di varia natura (piante superiori, muschi, alghe e cianobatteri) e subordinatamente da sabbie calcaree. Tali depositi formano corpi sedimentari terrazzati, la cui origine è da ricondursi ad acque scorrenti sovrassature in carbonato di calcio. Al Supersintema Battipaglia-Persano è ascritta la seguente unità litostratigrafica:
  - **Travertini di Pontecagnano (TPO):** Costituisce un'unità di tipo litostratigrafico rappresentata da un'associazione di litofacies travertinose formatesi in ambiente di piana fluvio-lacustre ed alluvionale s.l. Essa si colloca dal punto di vista crono-stratigrafico tra il sintema Gromola e il sintema Campolungo; gli affioramenti sono rari e non sono esclusi possibili passaggi eteropici con i sedimenti ghiaioso-sabbiosi del sintema Masseria Acqua Santa. Questa unità si sviluppa esclusivamente in pianura (Pontecagnano) ed a tetto del Tufo Grigio Campano (TGC). La potenza, stimata per mezzo di alcuni sondaggi, non supera la ventina di metri. Tardo Pleistocene superiore-Olocene *p.p.*).
  - **Sintema Campolungo (SLG):** I depositi di questo sintema costituiscono un prisma di sedimenti trasgressivi e progradazionali accrezionato sul fronte della Piana nel corso dell'Olocene, con spessore crescente da terra, dove sono ubicati i depositi più antichi, verso mare. Tale spessore è stimabile in circa 20 m all'altezza della costa attuale. Si tratta di una successione sedimentaria di depositi colici, marino costieri, lagunari e palustri di età olocenica s.l., organizzati in più cicli sedimentari separati da discordanze di natura erosionale rappresentate da superfici di discontinuità connesse alle fasi trasgressivo-regressive responsabili della loro genesi. Il sintema è limitato a tetto dalla superficie topografica, con morfologie dunari ben conservate ed

estese su tutta la piana costiera del Sele, da Paestum a Salerno. La base è rappresentata, nel sottosuolo, dalla superficie erosionale determinata dalla regressione tardo-wurmiana. In definitiva, le associazioni di litofacies presenti nel sintema Campolongo possono essere così di seguito sintetizzate. **SLGd)** Sabbie eoliche medie e fini a luoghi rubefatte formanti un cordone dunare costiero potente pochi metri; verso il basso passano a sabbie fossilifere, a luoghi debolmente ghiaiose, di spiaggia s.l. e di spiaggia sommersa. Verso terra sono eteropiche di “e”. Età compresa tra 2,5 ka ed il XX secolo. **SLGe)** Depositi pelitici caratterizzanti il riempimento di depressioni retrodunari: argille, argille-siltose, limi e sabbie fossilifere di ambiente lagunare con *Cardium spp.*, evolventi verso l’alto ad argille, limi e limi torbosi limno-palustri con rare e sottili intercalazioni di livelli sabbiosi (tempestiti?). Lo spessore complessivo non supera i 10 m. Sono particolarmente evidenti i rapporti di eteropia con gli altri sedimenti del sintema. Età compresa tra circa 9 ka e l’epoca moderna. **SLGb2)** Depositi colluviali sabbioso-limosi ricchi di sedimenti di suolo e di frazione organica; disposti lungo il margine interno della depressione retrodunare, mantellano i fianchi di deboli pendii o rivestono il fondo di vallecole, dove comprendono rari e modesti episodi alluvionali debolmente ghiaiosi. Nel complesso sono eteropici dei sedimenti in facies lagunare e limno-palustre del sintema e presentano uno spessore massimo di alcuni metri. (Olocene).

- **Subunità delle Valli fluviali in destra del Sele (Fiumi Irno, picentino e Tusciano):** I depositi di questa subunità sono riferibili a tutto il Pleistocene e sono pertinenti le principali unità di paesaggio fluviali che caratterizzano indistintamente tanto la Piana del Sele che i settori vallivi solcanti il rilievo dei Monti Picentini. In particolare, nell’area di Piana dominano le più recenti facies fini alluvionali e marino-transizionali spesso eteropiche di facies esclusivamente di ambiente di piana costiera. Segue la descrizione dell’unità riscontrata nell’area di studio:

- **Sintema Masseria Acqua Santa (MQS):** Questo sintema caratterizza la complessa sedimentazione delle basse valli dei fiumi Irno, Picentino e Tusciano con passaggi eteropici a sedimenti detritico-alluvionali disposti al piede dei rilievi. Cronostratigraficamente i sedimenti si collocano a tetto del Tufo Grigio Campano (TGC), nel tardo Pleistocene sup.-Olocene inf. A valle la superficie-limite superiore di origine deposizionale scompare sotto i sedimenti del sintema Campolongo (SLG); nella zona del Tusciano, morfologicamente, essa dà luogo ad un corpo alluvionale che si incastra nel sintema Fasanara (NSR) e la cui base scende al di sotto del livello del mare attuale. Nelle valli del Picentino e dell’Irno, la superficie-limite superiore coincide o con la superficie dei conii detritico-alluvionali laterali o con le spianate dei terrazzi fluviali (almeno due ordini di cui uno ben evidente). La superficie limite-inferiore è una superficie erosiva impostata tanto sui depositi del substrato calcareo mesozoico locale e tanto sui depositi conglomeratici e travertinosi più antichi (BP, CE, GML e NSR) sospesi sul fondovalle. Nel complesso il sintema è composto da ghiaie e sabbie poligeniche fluviali s.l., con subordinati episodi pelitici. I conoidi alluvionali sono costituiti prevalentemente da ghiaie calcaree poligeniche fini supportate da matrice piroclastica, alternate a colluvioni vulcanoclastiche e sedimenti di suolo. Le falde detritiche sono composte prevalentemente da breccie stratoidi incoerenti a matrice piroclastica e con clasti calcarei centimetrici spigolosi. A luoghi nella successione si riscontrano livelli di corpi di frana s.l. del tipo *debris-mud-earth flows*. Sono eteropici di conglomerati e sabbie fluviali, colluvioni vulcanoclastiche, livelli limno-palustri, vulcanitici e di travertino nel sottosuolo. Nel complesso la potenza dei depositi di questo sintema, estrapolata mediante stratigrafie di sondaggi geognostici, si aggira mediamente intorno ai 20 m. (Tardo Pleistocene sup.-Olocene).

- **Unità ubiquitarie non completamente formate dell’area continentale:**

- **Depositi alluvionali (b):** Sedimenti fluviali e alluvioni ghiaiose; sabbie, sabbie ghiaiose e/o limose e limi di fondovalle fluviale caratterizzanti le aree golenali dei principali corsi d’acqua (F. Irno, F. Picentino,



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO  
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO  
TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO  
PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE  
SEZIONE STRETTA – TIPO 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CLMU0000001	C	10 di 60

F. Tusciano, T. Asa, T. Cornea, ecc.); a luoghi appaiono disposti in modesti, limitati e discontinui terrazzamenti in alveo o chiaramente reincise. (Olocene).

Riassumendo, la tratta in esame, che si sviluppa lungo il tracciato evidenziato in rosso in Figura 2, interseca i depositi alluvionali caratterizzati da ghiaie, sabbie, sabbie ghiaiose e/o limose e limi alluvionali di fondovalle fluviale caratterizzanti le aree golenali (**b**); depositi pelitici caratterizzanti il riempimento di depressioni retrodunari: argille, argille limose, limi e sabbie fossilifere di ambiente lagunare con spessori inferiori a 10 m (**SLGe**); depositi fluvio-lacustri e travertini rappresentati da livelli fitoclastici, fitotermali e sabbiosi, stratoidi da medi a sottili e talvolta separati da orizzonti pedogenici o da depositi colluviali o piroclastici, lo spessore complessivo è di circa 20 m (**TPO**); due litofacies del supersintema Battipaglia – Persano: alternanze latero-verticali di ghiaie sabbiose, sabbie e peliti sabbiose con frazione grossolana poligenica ed eterometrica con spessore non inferiore a 30 m (**BPa**) e sedimenti prevalentemente fini di ambiente di piana costiera, si tratta di complessi sabbioso ghiaiosi e sabbiosi di spiaggia e dune litorali con spessori non inferiori a 30 m (**BPb**); ghiaie calcaree fini con matrice piroclastica e sedimenti di suolo deposti in contesti di conoide alluvionale, lo spessore è di circa 20 m (**MQSb**).

## 4.2 UNITÀ GEOTECNICHE

Lungo il tracciato dalle indagini eseguite sono state intercettate le seguenti unità geologiche, definite in precedenza e qui di seguito elencate.

Unità geologica	Descrizione	Unità geotecnica di riferimento
-	Coltre vegetale e materiale antropico	Ripporto, R
<b>MQS:</b> <b>Sintema</b> <b>Masseria Acqua</b> <b>Santa</b>	Ghiaie e sabbie fluviali. Ghiaie calcaree poligeniche fini con matrice piroclastica alternate a colluvioni vulcanoclastiche. Spessore medio 20m.	Sabbia, S
		Ghiaia, G
<b>TPO:</b> <b>Travertini di</b> <b>Pontecagnano</b>	Depositi fluvio-lacustri e travertini stratoidi da medi a fini. Non si escludono possibili passaggi eteropici con MQS, spessore medio 20m.	Argilla, A
		Limo, L
		Sabbia, S
		Ghiaia/ciottoli/travertini, G
<b>BPa:</b> <b>Supersintema</b> <b>Battipaglia –</b> <b>Persano</b>	Alternanze di ghiaie sabbiose, sabbie e peliti sabbiose. Spessore non inferiore a 30m.	Limo, L
		Argilla, A
		Sabbia, S
<b>BPb:</b> <b>Supersintema</b> <b>Battipaglia –</b> <b>Persano</b>	Complessi sabbioso-ghiaiosi e sabbia di spiaggia e dune litorali alternati a complessi pelitici e pelitici sabbiosi di laguna. Spessore non inferiore a 30m.	Sabbia, S
		Ghiaia, G

Per quanto riguarda le unità geotecniche, data la ricorrenza della medesima tipologia di materiale all'interno delle diverse unità geologiche, si è deciso di procedere ad una classificazione sulla base della granulometria e dei risultati delle prove penetrometriche (SPT); sulla base dei nuovi dati raccolti si mantiene la classificazione geotecnica indicata nel Progetto di Fattibilità Tecnico Economica, in cui si distinguevano le seguenti sub-unità geotecniche:

- **Argilla (A)**
  - Di scarsa consistenza (A1)



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO  
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO  
TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO  
PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE  
SEZIONE STRETTA – TIPO 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CLMU0000001	C	12 di 60

- Di media consistenza (A2)
- **Limo (L)**
  - Di scarsa consistenza (L1)
  - Di media consistenza (L2)
  - Di alta consistenza (L3)
- **Sabbia (S)**
  - Sabbia media (S)
  - Sabbia limosa (SL)
- **Ghiaia (G)**
  - Ghiaia e sabbia (G/S)

Le principali caratteristiche delle unità geotecniche intercettate, si presentano praticamente omogenee (nell'ambito della normale variabilità geotecnica) lungo tutto lo sviluppo del tracciato.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati specifici:

- NN1X00D78L6GE0600001-6: *Profilo geotecnico*;

- NN1X00D78RHGE0600001: *Relazione di Caratterizzazione Geotecnica*.

### 4.3 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Nella seguente tabella si sintetizzano i valori dei parametri geotecnici di progetto per le unità geotecniche intercettate.

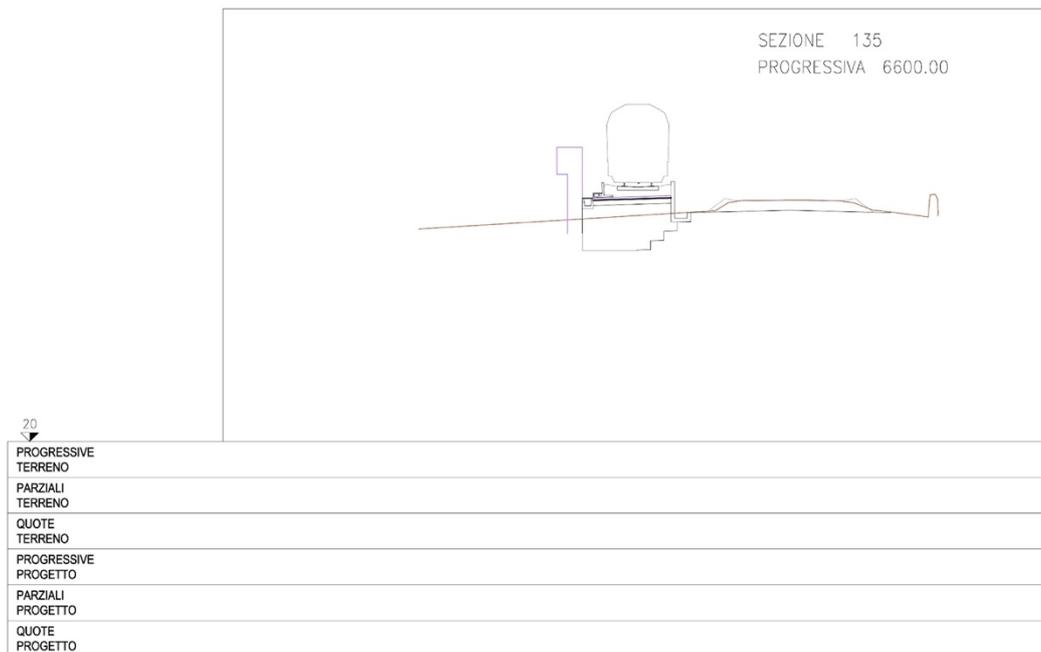
	Peso di volume naturale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni	Nspt caratteristico	Permeabilità
	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$C_u$ [kPa]	$E_0^{(1)}$ [MPa]	[colpi/30 cm]	$k$ [m/s]
<b>Riporto R</b>	18-20	31-33	-	-	100-150	5-25	$\sim 1.0 E^{-05}$
<b>Argilla scarsa consistenza A1</b>	16-18	19-21	5-10	20-40	100-300 z<30 m	<5	$5.6 E^{-08}$
<b>Argilla media consistenza A2</b>	18-20	19-23	10-20	70-120	300-400 z<30 m	5-40	$5.6 E^{-08}$
<b>Limo scarsa consistenza L1</b>	17-19	22-25	2-5	20-50	85-200 z<30 m 200 – 600 30<z<50 m	<10	$3.5 E^{-06}$
<b>Limo media consistenza L2</b>	17-19	22-25	10-15	45-90	200-350 z<30 m 350-850 30<z<50 m	10-20	$3.5 E^{-06}$
<b>Limo alta consistenza, L3</b>	17-19	22-25	15-30	90-180	400-470 z<30 m 470-1000 30<z<50m	20-40	$3.5 E^{-06}$
<b>Sabbia Limosa SL</b>	18-20	26-30	0-5	-	200-400 z<36 m	15-30	$1.2 E^{-07} - 3.6 E^{-06}$
<b>Sabbia media S</b>	18-20	29-33	-	-	400-800 z<36 m	30-50	$3.6 E^{-06} - 1.4 E^{-05}$
<b>Ghiaia/sabbia G/S</b>	18-19	33-37	-	-	300-800 z<30 m 800-1500 30<z<50 m	30-50	$7.8 E^{-05} - 1.5 E^{-04}$

(1)I moduli di deformabilità “operativi” ( $E'$ ) da adottare nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati, i moduli elastici “operativi” saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale.

## 5 SEZIONI ANALIZZATE

La verifica del muro di recinzione è stata effettuata sulla seguente sezione, appartenente alla WBS MU12. La sezione è stata scelta tra tutte quelle disponibili in quanto presenta l'altezza maggiore del muro e prevede l'installazione di una barriera di tipo H10, ovvero la più alta di quelle disponibili. Di seguito è anche indicata la stratigrafia presente.

### Sezione 135 – pk 6+600:



Unità [-]	da [m]	a [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$C_u$ [kPa]	$E_0$ MPa	$k$ [m/s]
R	0.0	1.50*	19	32	-	-	125	
L2	1.50	10.00	18	23	12	67	275	3.5 E <sup>-06</sup>

<sup>(1)</sup>I moduli di deformabilità “operativi” ( $E'$ ) da adottare nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati, i moduli elastici “operativi” saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale.

<sup>(2)</sup>Lo spessore del riporto considerato nelle analisi è fissato in 1,5m in base a quanto indicato nel capitolo 13 della Relazione Geotecnica.

La falda si ubica ad una profondità di 8.7 dal p.c.

## 6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

### 6.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

Il peso proprio delle diverse parti strutturali è stato calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzati, considerando per il calcestruzzo  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

### 6.2 CARICHI PERMANENTI E VARIABILI

#### 6.2.1 Carichi ferroviari

##### 6.2.1.1 Carichi permanenti: sovrastruttura ferroviaria

Il manuale di progettazione ove non si eseguano valutazioni più dettagliate prevede per la determinazione dei carichi

permanententi portati relativi al peso della massicciata e dell'armamento (sovrastruttura ferroviaria).

Il peso della massicciata e dell'armamento è stato assunto, per linea in rettilineo, pari a  $18 \text{ kN/m}^3$  per un'altezza media pari a 0,80 m secondo quanto riportato nelle specifiche per la progettazione. Risulta quindi un carico distribuito di 14,40 kPa applicato a partire da 2/3 della scarpata del ballast.

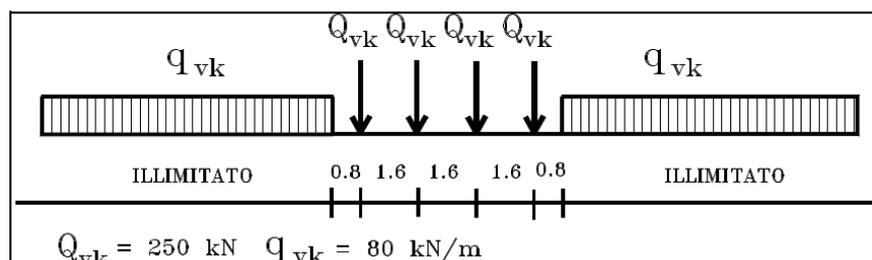
Il carico del treno di riferimento è il più gravoso tra LM71 e SW2.

#### 3.5.2.3.4 Carichi variabili

I carichi variabili da traffico ferroviario sono definiti nel Manuale di Progettazione Ponti.

Con riferimento alle opere in terra e alle opere di sostegno, saranno da utilizzarsi i carichi verticali prodotti dal treno di carico LM 71 moltiplicato per il fattore alfa ( $\alpha$ ) pari a 1,1 e il treno di carico SW2 (pari a  $150 \text{ kN/m}$ ), definito nella tabella 5.2.I delle NTC 2018. In particolare dovrà valutarsi, di volta in volta, la configurazione di carico che massimizza gli effetti su ciascuna tipologia di opera e/o di verifica.

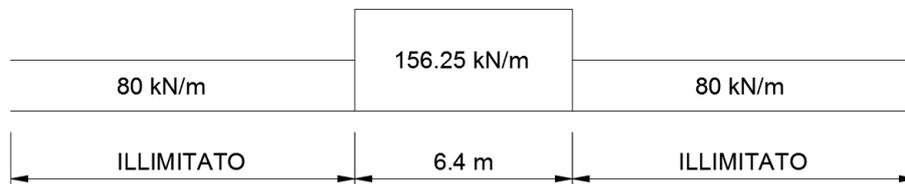
Il carico ferroviario equivalente per le opere in terra si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale del treno di carico più gravoso (LM71 §5.2.2.2.1 del DM 2018) per effetto delle traverse e del ballast secondo quanto previsto dalla norma EN 1991 – 2:2003/AC2010, punto 6.3.2.



Il modello di carico LM71 definito dalle S.T.I. è definito al paragrafo 6.3.6.4. della norma EN 1991-2:2003.

Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

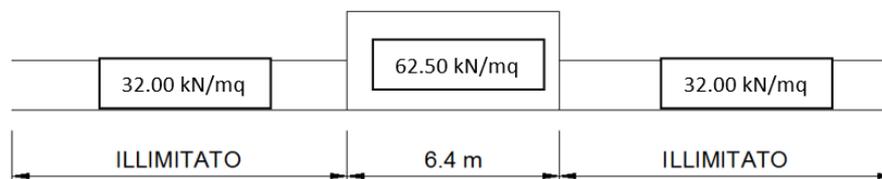
$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kN/m}$$



Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di:

$$B_t = 2.30 \text{ m} + 2 \times 0.40 \text{ m} \times 1/4 = 2.50 \text{ m}$$

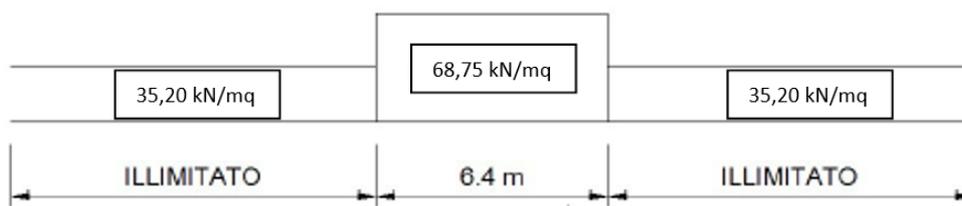
si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:



A tali carichi si deve applicare il coefficiente  $\alpha$  secondo quanto dichiarato nel manuale di progettazione RFI

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"
LM71	1,10
SW/0	1,10
SW/2	1,00

Tab. 2.5.1.4.1-1 Coefficiente "α"





LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO  
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO  
TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO  
PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE  
SEZIONE STRETTA – TIPO 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CLMU0000001	C	17 di 60

Il valore del carico del LM71, valutato secondo le indicazioni fornite dal manuale di progettazione RFI risulta maggiore di quello del SW2 che risulta pari a  $150\text{kN/m} / 2.50\text{m} = 60\text{ kN/mq}$ .

In definitiva i carichi da considerare per le verifiche di stabilità dei rilevati saranno:

- Carico permanente uniformemente distribuito (sovrastuttura ferroviaria) 14.4 kN/m
- Carico variabile Treno (uniformemente distribuito su una striscia di 2.50 m) 68.75 kN/m

### 6.2.2 Carico palo TE

I valori di carico della TE sono indicati nel paragrafo 9.5.4

### 6.2.3 Peso delle pennellature fonoassorbenti (P50 P100)

I pannelli fonoassorbenti che si ipotizza di montare sono pannelli leggeri in acciaio inox che contengono materiale fonoassorbente. Si considera che tali pannelli possano essere asciutti o imbevuti di acqua e che il peso valga rispettivamente  $500\text{ N/m}^2$  e  $1000\text{ N/m}^2$ . A favore di sicurezza, per le verifiche sul montante si suppone l'intero carico (distribuito in direzione verticale) come agente direttamente sul montante in acciaio senza alcun appoggio sulla base in calcestruzzo.

### 6.2.4 Barriere antirumore

Per la valutazione dei carichi permanenti e variabili, questi saranno desunti dalla relazione delle barriere antirumore del tipologica di RFI, dopodiché per i carichi variabili si effettuerà la verifica puntuale che le azioni da considerare sui nostri pannelli prescritte dalla normativa vigente per il sito in esame risultino uguali o minore a quelle considerate per il calcolo tipologico, ove tale condizioni non risultino soddisfatte si procederà alle opportune modifiche ed integrazioni.

Le barriere in oggetto sono di diversa tipologia, verranno riportati i modelli in relazione alla sezione considerata.

Per la valutazione preliminare del carico dovuto al vento si ipotizza l'installazione di una barriera H10, ovvero la più grande e quindi gravosa dal punto di vista dei carichi.

### 6.2.5 Carico del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO  
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO  
TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO  
PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE  
SEZIONE STRETTA – TIPO 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CLMU0000001	C	18 di 60

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni  $p$  (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- $q_b$  = pressione cinetica di riferimento;
- $c_e$  = coefficiente di esposizione ;
- $c_p$  = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- $c_d$  = coefficiente dinamico.

#### Pressione cinetica di riferimento:

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  ( $N/m^2$ ) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove:

$v_b$  = velocità di riferimento del vento (m/s)

$\rho$  = densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a  $1,25 \text{ kg/m}^3$ .

#### Coefficiente di esposizione:

Il coefficiente d'esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione ( $k_r, z_0, z_{\min}$ ). Facendo riferimento alla tabella 3.3.I del D.M. 2018, la regione Campania ricade in zona 3, pertanto i parametri saranno i seguenti:

Zona vento = 1 (  $V_{b,0} = 27 \text{ m/s}$ ;  $A_0 = 500 \text{ m}$ ;  $K_s = 0.37$  )

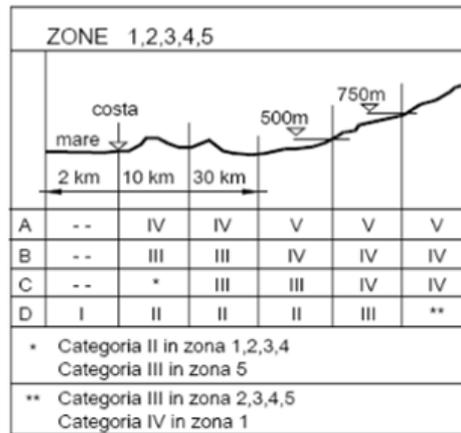


Tabella 1: definizione della categoria di esposizione

Classe di rugosità del terreno: D [Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa)] (la più sfavorevole) e di conseguenza Classe di esposizione I.

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tabella 2: Schema per la definizione della categoria di esposizione – cfr. NTC18

Considerando l'altezza della barriera, considerata dalla sommità della barriera fino alla base è 13.5m.

$k_r$	0.17		Cat. I (D.M.18, Tab 3.3.II)  altezza sul suolo del punto considerato (Z)
$z_0$	0.01	m	
$z_{min}$	2.00	m	
$z$	13.5	m	

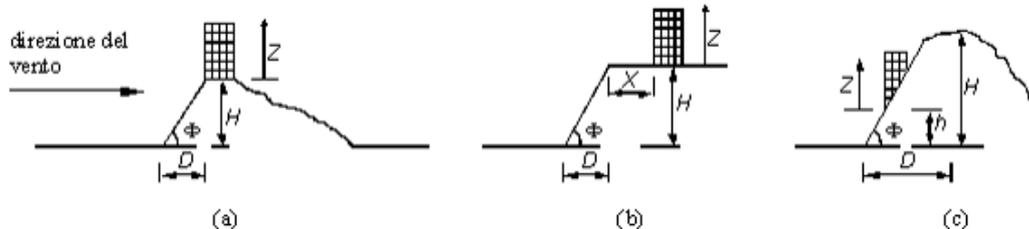
Tabella 3: Tabella per la determinazione dei parametri  $k_r$ ,  $z_0$  e  $z_{min}$  (cfr. NTC18)

Il valore di  $c_e$  può essere ricavato mediante la relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[ 7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z > z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

Per il calcolo del coefficiente di topografica  $C_t$  si fa riferimento alla Circolare del D.M. 1996, paragrafo C.7.5.:



Con riferimento alla figura sopra detta H l'altezza della collina o del dislivello e  $H/D = \tan \Phi$  la sua pendenza media, si introducono preliminarmente:

Il coefficiente  $\beta$ , funzione dell'altezza z che vale:

- $\beta = 0,5$  per  $z/H \leq 0,75$
- $\beta = 0,8 - 0,4 \cdot z/H$  per  $0,75 < z/H \leq 2$
- $\beta = 0$  per  $z/H > 2$

Il coefficiente  $\gamma$  dipendente dalla pendenza H/D che vale:

- $\gamma = 0$  per  $H/D \leq 0,10$
- $\gamma = 5 \cdot [(H/D) - 0,10]$  per  $0,10 < H/D \leq 0,30$
- $\gamma = 1$  per  $H/D > 0,30$

In tal modo il coefficiente di topografia  $C_t$  si può esprimere nei seguenti casi:

- Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina  $C_t = 1 + \beta\gamma$
- Costruzioni sul livello superiore di un dislivello  $C_t = 1 + \beta\gamma \cdot [1 - 0,1 \cdot (x/H)] \geq 1$
- Costruzioni su di un pendio  $C_t = C_t = 1 + \beta\gamma \cdot (h/H)$

Essendo  $z/H = 1,32$  e  $H/D = 0,1$  il coefficiente di topografia si assume pari a:

$C_t$	1,00
-------	------

Nel caso in esame abbiamo quindi:

- Pressione cinetica di riferimento ( $q_b$ ) =  $\frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27^2 = 0,456 \text{ kN/m}^2$ ;

- Coefficiente dinamico ( $C_d$ )

$C_d$	1,00
-------	------

- Coefficiente di forma ( $C_p$ )

$C_p$	1,20	In riferimento alle pareti isolate (§7.4.1) – Zona D (Prospetto 7.9) - E.C.1
-------	------	--



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO  
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO  
TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO  
PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE  
SEZIONE STRETTA – TIPO 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CLMU0000001	C	21 di 60

– Coefficiente di esposizione ( $C_e$ ):

Altezza della barriera  $H_{10}$  + muro  $z = \text{altezza della barriera} + \text{muro} = 13.5 > z_{\min} = 5$

$C_e$	2.96
-------	------

Noti  $q_b$ ,  $C_e$ ,  $C_p$ ,  $C_d$  si ricava la pressione del vento, secondo D.M. 2018:

$$P_V = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 0,456 \cdot 2.96 \cdot 1,20 \cdot 1,0 = \mathbf{1,62 \text{ kN/m}^2} \rightarrow \text{Pressione del vento}$$

Ipotizzando questo carico uniformemente sul sistema muro + barriera, per una larghezza di 3m si ottiene la seguente spinta totale:

$$1.62 \cdot 6 \cdot 3 + (3.3 \cdot 1.5 \cdot 1.62) \cdot 2 + 3.93 \cdot 1.5 \cdot 1.62 = 54.7 \text{ kN}$$

#### *Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario*

In accordo con quanto previsto nella “*Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario*” - RFI DTC-INC-PO SP IFS 001 A del 21.12.2011; si considera l’effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Tali prescrizioni si riscontrano anche al punto 5.2 della NTC2018 relativo ai ponti ferroviari. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno, il cui valore viene determinato con riferimento a due schemi, e deve essere utilizzato quello che meglio approssima la forma della pensilina, nel nostro caso la nostra pensilina si trova in una situazione intermedia tra le due descritte nello schema, pertanto calcoleremo il valore di pressione secondo entrambi gli schemi, ed applicheremo poi al modello di calcolo quello che induce una pressione maggiore:

Superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate (5.2.2.6.4 – NTC2018):

Il valore dell’azione  $\pm q_{4k}$  agente ortogonalmente alla superficie della barriera, viene valutato adottando una distanza fittizia  $a_g'$  dal binario:

$$a_g' = 0,6 \min a_g + 0,4 \max a_g$$

dove le distanze  $\min a_g$  e  $\max a_g$  sono state determinate in base al grafico sottostante.

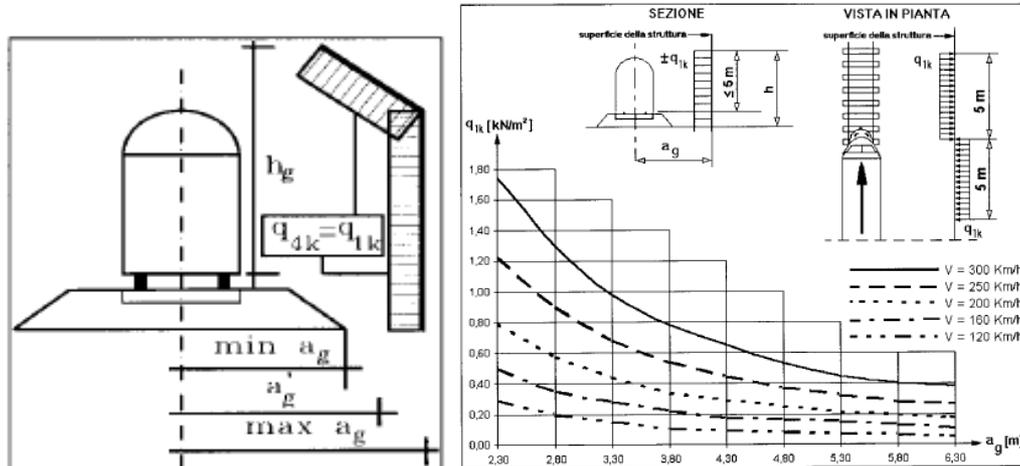


Figura 4: Grafico per la definizione della distanza min-max  $a_g$ , e valori caratteristici delle azioni  $q_{1k}$  su superfici verticali e parallele al binario

Si considera la barriera più vicina all'asse dei binari:

$$\min a_g = 2,57 \text{ m}; \quad \max a_g = 3 \text{ m}; \quad a_g' = 0,6 \min a_g + 0,4 \max a_g = 2,74 \text{ m};$$

A tali valori di  $a_g'$  corrispondono i seguenti valori dell'azione  $q_{1k}$  prodotta dal passaggio del convoglio, calcolata con velocità  $V = 120 \text{ km/h}$  (la velocità di percorrenza della linea è di  $70 \text{ km/h}$ ) e con riferimento a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli:

$$q_{1k} = 0,20 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli.}$$

Il valore sarà però aumentato secondo quanto prescritto dalle "Prescrizioni tecniche integrative e provvisorie per la progettazione delle Barriere AntiRumore":

Per linee con velocità massima  $V_{\max} < 160 \text{ km/h}$ :

$$\text{Vento} + P_{\text{aerod.}} \geq 1.50 \text{ kN/ m}^2 \text{ per tutte le verifiche.}$$

Nel caso in esame:

- Vento  $W = 1,62 \text{ kN/ m}^2$
  - $P_{\text{aerod}} = 0.2 \text{ kN/ m}^2$
- Totale =  $1,82 \text{ kN/ m}^2$



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO  
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO  
TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO  
PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE  
SEZIONE STRETTA – TIPO 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CLMU0000001	C	23 di 60

### 6.3 URTO FERROVIARIO

Al verificarsi di un deragliamento può esservi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Queste ultime dovranno essere progettate in modo da resistere alle azioni conseguenti ad una tale evenienza.

Dette azioni devono determinarsi sulla base di una specifica analisi di rischio, tenendo conto della presenza di eventuali elementi protettivi o sacrificali (respingenti) oppure di condizioni di impianto che possano ridurre il rischio di accadimento dell'evento (marciapiedi, controrotaie, ecc.). Queste azioni non si applicano sui sostegni di tettoie o di pensiline di impianti ferroviari.

In mancanza di specifiche analisi di rischio possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza  $d$  degli elementi esposti dall'asse del binario:

- 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

Laddove si abbia  $5 < d \leq 15$  m, le forze saranno pari a :

- 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

Nel caso in esame si considera una forza di 1500 kN applicata a 1.80 m dal PF , in quanto la distanza di questi muri è a circa 3 m dal binario esterno.

Per quanto riguarda la modellazione e la ripartizione del carico sui pali di fondazione, non è stato seguito l'approccio classico (ovvero proiettando il carico puntuale a  $45^\circ$  fino all'asse del muro sia orizzontalmente che verticalmente) ma è stato lasciato al programma calcolare la lunghezza di ripartizione, in relazione alla rigidità complessiva del sistema muro-pali-terreno di fondazione, in quanto si è notato che la ripartizione a  $45^\circ$  produce una sollecitazione media inferiore a quella ottenuta, e quindi meno cautelativa.

## 6.4 AZIONE SISMICA

I parametri sismici, in questo caso l'accelerazione massima di picco (comprensiva quindi di amplificazione topografica e stratigrafica), sono desunti dalla Relazione Geologica [4].

La sezione analizzata ricade nella Tratta 3.

In particolare, per verifiche di tipo SLV, VR= 112.5 anni:

- Tratta 1 da pk 0+000 a pk 0+822: Categoria di sottosuolo C,  $a_{max} = 0.196g$
- Tratta 2 da pk 0+822 a pk 4+722: Categoria di sottosuolo E,  $a_{max} = 0.212g$ .
- **Tratta 3 da pk 4+722 a pk 8+811: Categoria di sottosuolo C,  $a_{max} = 0.196g$ .**

## 7 MATERIALI UTILIZZATI

### • CALCESTRUZZO STRUTTURE IN ELEVAZIONE / PALI:

<b>C32/40</b>	= classe di resistenza
$f_{ck} =$	33,2 MPa = resistenza cilindrica caratteristica a compressione
$\alpha_{cc} =$	0,85 = coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
$\gamma_c =$	1,5 = coefficiente parziale di sicurezza
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c =$	18,81 MPa = resistenza cilindrica di calcolo a compressione
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41,2 MPa = resistenza cilindrica media a compressione
$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$ per classi $\leq$ C50/60	3,10 MPa = resistenza media a trazione
$f_{ctm} = 2,12 \ln[1+f_{cm}/10]$ per classi $>$ C50/60	
$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} =$	2,17 MPa = resistenza caratteristica a trazione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1,45 MPa = resistenzi di calcolo a trazione
$E_c = 22000 [(f_{ck}+8)/10]^{0,3} =$	33643 MPa = modulo elastico

### • ACCIAIO PER ARMATURE: **B450C**

$f_{tk} \geq$	540 MPa = tensione caratteristica di rottura
$f_{yk} \geq$	450 MPa = tensione caratteristica di snervamento
$\gamma_s =$	1,15 = coefficiente parziale di sicurezza
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391,3 MPa = resistenza di calcolo
$E_s =$	200000 MPa = modulo elastico

### • CLASSE DI ESPOSIZIONE I COPRIFERRO ADOTTATO (NTC 2018)

Pali =	XD2	Copiferro= 60 mm
Muri =	XC4	Copiferro = 50 mm



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO  
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO  
TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO  
PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE  
SEZIONE STRETTA – TIPO 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CLMU0000001	C	25 di 60

## 8 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

### 8.1 VERIFICHE STRUTTURALI SLU

Le verifiche sono condotte nel rispetto di quanto dichiarato nel Manuale di progettazione opere civili RFI DTC INC PO SP IFS 001 A § 1.8.3.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15;

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

#### 8.1.1 Criteri di verifica delle sezioni in c.a.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio (apertura massima delle fessure).
- verifica valori limite delle tensioni per gli stati limite di esercizio

#### 8.1.2 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione – pressoflessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

#### 8.1.3 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM17/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

- valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

- valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ con } d \text{ in mm};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0.02;$$

$A_{s1}$  è l'area dell'armatura tesa;

$b_w$  è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd};$$

$N_{Ed}$  è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

$A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo;

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$1 \leq \operatorname{cot}\theta \leq 2.5$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;

$A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

$s$  è il passo delle staffe;

$f_{ywd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$  è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$  è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

## 8.2 VERIFICHE STRUTTURALI SLE

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

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.VI. NTC 2018.

### 8.2.1 Fessurazione

Per la fessurazione si riportano di seguito le prescrizioni come da Manuale di progettazione par. 2.5.1.8.3.2.4.

#### Stato limite di decompressione

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata; per tutte le strutture precomprese, sia a fili, sia a trefoli che a barre, nelle zone in cui la struttura è considerata precompressa, nella combinazione caratteristica (rara) dello SLE non devono verificarsi tensioni di trazioni.

#### Stato limite di apertura delle fessure

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare:

- $\delta_f \leq w_1$  per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.01.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.01.2018.

Per eseguire le verifiche a fessurazione del cemento armato si individua come classe di esposizione del calcestruzzo pari a XD2. Tali classi di esposizione rientrano nelle condizioni ambientali "Molto Aggressive" come desumibile dalla tabella 4.1.III.,

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Inoltre la struttura è realizzata con c.a. ordinario e si utilizza pertanto un'armatura definita poco sensibile.

A seguito delle condizioni di seguito riassunte: Combinazione rara - Armatura poco sensibile - Ambiente Molto aggressive.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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

I valori limite sono pari a:  $w_1 = 0.2$  mm;  $w_2 = 0.3$  mm;  $w_3 = 0.4$  mm.

Riepilogando:

- combinazione rara  $w_1$  (per le strutture a permanente contatto con il terreno)
- combinazione rara  $w_1$  (per le strutture non a permanente contatto con il terreno)
- combinazione quasi permanente  $w_1$

Per quanto riguarda l'azione areodinamica (combinazione vento e passaggio del treno) si è ipotizzato un 50% della forza massima applicabile (come calcolato nel paragrafo 6.2.3) con combinazione quasi permanente (condizione ultra conservatrice). I risultati (riportati in tabella al paragrafo 10.2.2) verificano le prescrizioni sopra riportate.

### 8.2.2 Valori limite delle tensioni

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati. 4.1.2.2.5.1 NTC 2018.

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

- $\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck}$  per combinazione caratteristica [4.1.15]
- $\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente. [4.1.16].

La tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio  $\sigma_{s,max}$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

-  $\sigma_{s,max} \pm 0,8 f_{yk}$

Come da Manuale di progettazione par. 2.5.1.8.3.2.1 si utilizzano i seguenti limiti tensionali (più restrittivo di NTC 2018):

Strutture in C.A.

**Tensioni di compressione del calcestruzzo**

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

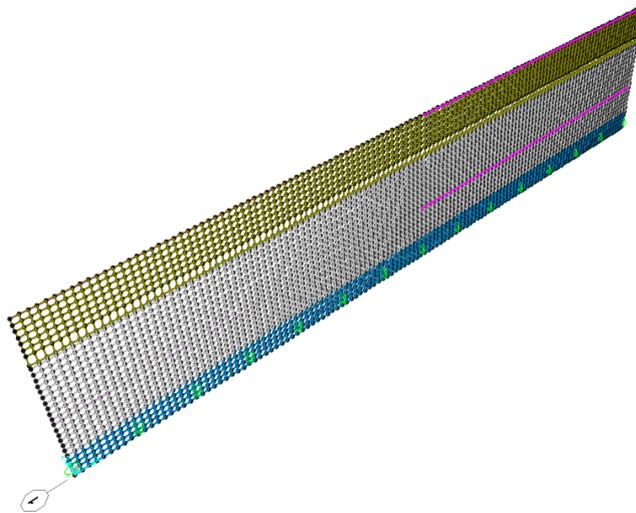
- Per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- Per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

**Tensioni di trazione nell'acciaio**

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$ .

## 9 MODELLO DI CALCOLO

La modellazione del muro di recinzione è stata affrontata mediante l'ausilio del software SAP2000. Il modello di calcolo di riferimento, riportato di seguito, prevede una mensola incastrata alla base.



### 9.1 CODICE DI CALCOLO

L'analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti:

Titolo	SAP 2000
Versione	21.0.2
Distributore	CSI

### 9.2 AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO

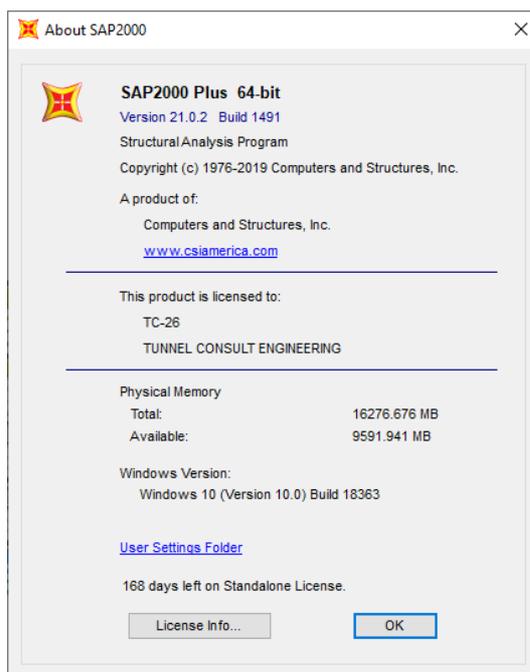
Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. Come detto, per la risoluzione del modello di calcolo si è fatto uso del programma di calcolo SAP2000 NL.

Di seguito si riporta una schermata con tutte le informazioni del programma, del produttore e della licenza d'uso:

**Il produttore fornisce idonea documentazione utile al corretto uso del programma. Sul sito del produttore è inoltre possibile scaricare la necessaria documentazione utile alla validazione del programma.**

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO          COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO          TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO          PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO</p>												
<p>RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE          SEZIONE STRETTA – TIPO 1</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><b>NN1X</b></td> <td><b>00</b></td> <td><b>D 78</b></td> <td><b>CLMU0000001</b></td> <td><b>C</b></td> <td><b>31 di 60</b></td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	<b>NN1X</b>	<b>00</b>	<b>D 78</b>	<b>CLMU0000001</b>	<b>C</b>	<b>31 di 60</b>
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
<b>NN1X</b>	<b>00</b>	<b>D 78</b>	<b>CLMU0000001</b>	<b>C</b>	<b>31 di 60</b>								

Di seguito si riporta una schermata con tutte le informazioni del programma, del produttore e della licenza d'uso:



### 9.3 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare sia in forma grafica che tabellare i dati del modello strutturale in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

### 9.4 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

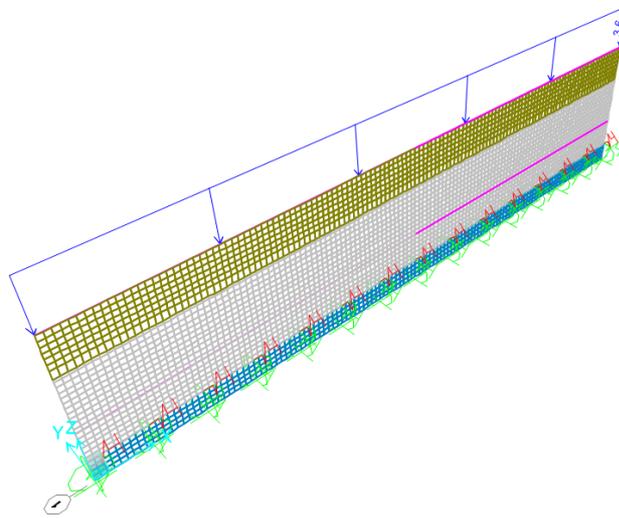
I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

## 9.5 CARICHI INDOTTI NEL MODELLO

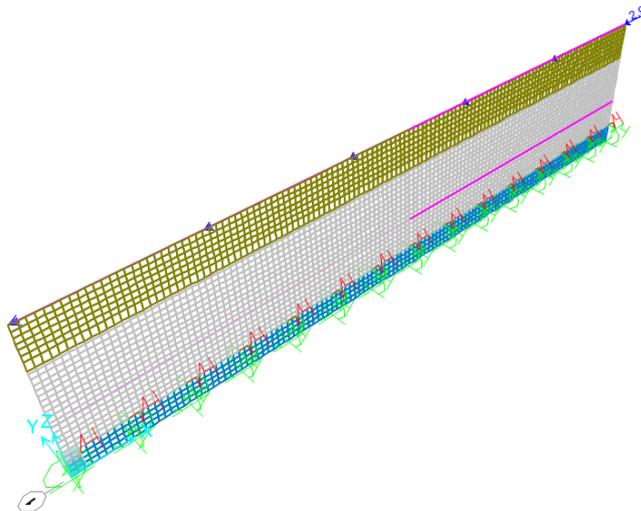
### 9.5.1 Carichi permanenti

#### 9.5.1.1 Peso proprio del muro e della barriera

Il peso proprio del muro viene preso in considerazione automaticamente dal programma nel caso di carico DEAD. Il caso di carico DEAD\_BARRIERA viene generato per tenere conto del peso e del momento sull'asse dei pali. Il peso è stimato  $7.2 \text{ m} \cdot 0.50 \text{ kN/m}^2 = 3.6 \text{ kN/m}$ . Il momento  $3.6 \text{ kN/m} \cdot 0.80 \text{ m} = 2.9 \text{ mkN/m}$



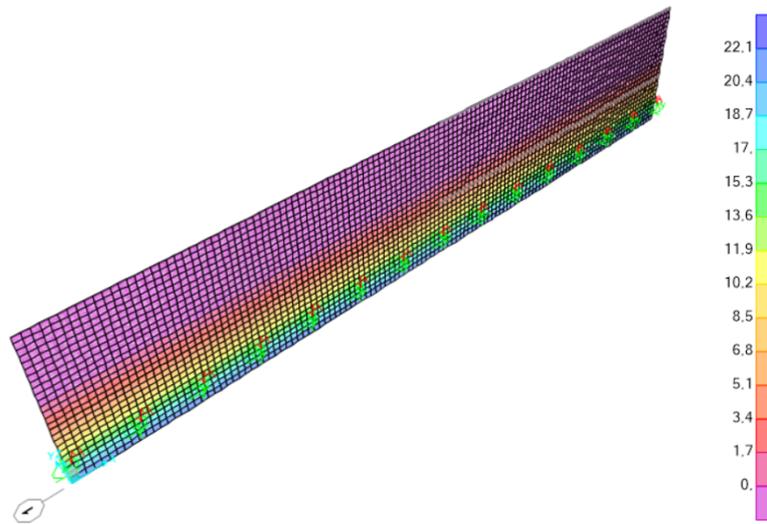
Forza equivalente al peso della barriera sotto carico DEAD\_BARRIERA (kN/m)



Momento inserito nel caso di carico DEAD\_BARRIERA (mkN/m)

### 9.5.1.2 Spinte attive e passive al suolo

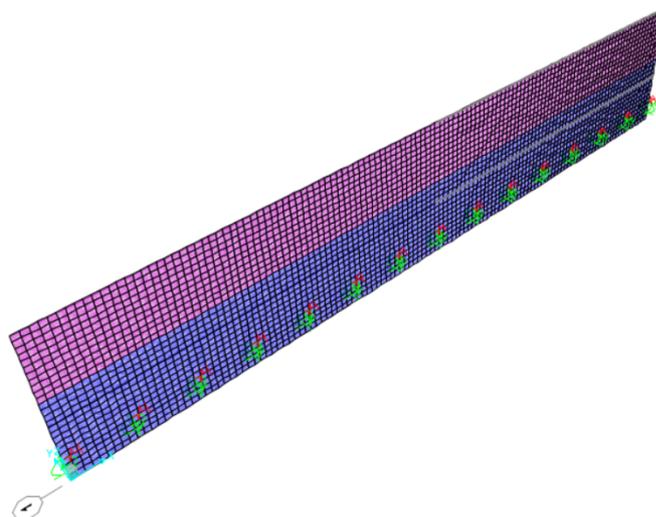
Le figure seguenti mostrano le spinte al suolo attive e passive ad altezze di 2.80 m e 1.30 m rispettivamente su entrambi i lati.



Pressione attiva del suolo sul lato ferrovia, caso di carico TERRENO\_ACT (kN/m<sup>2</sup>)

### 9.5.1.3 Sovrastruttura

La sovrastruttura proietta un carico sul muro di  $14.4 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.24 = 3.5 \text{ kN/m}^2$ , che è quello introdotto nel modello ad un'altezza di 2,80 m come mostrato nell'immagine.

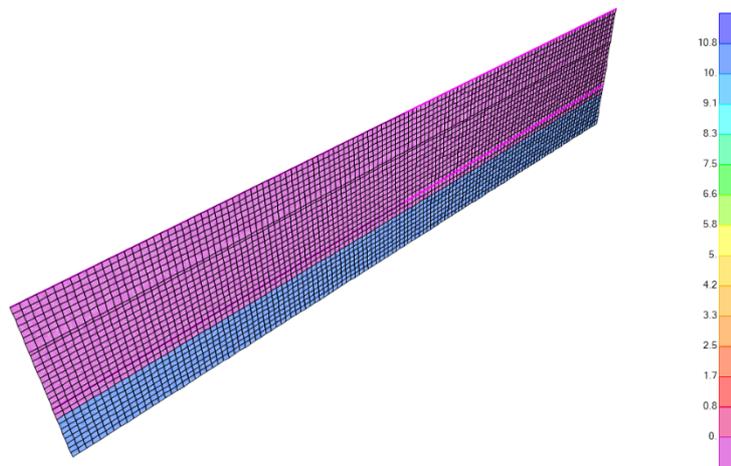


Pressione orizzontale introdotta nel caso di carico SOVRASTRUTTURA (kN/m<sup>2</sup>)

### 9.5.2 Carichi variabili

#### 9.5.2.1 Treno

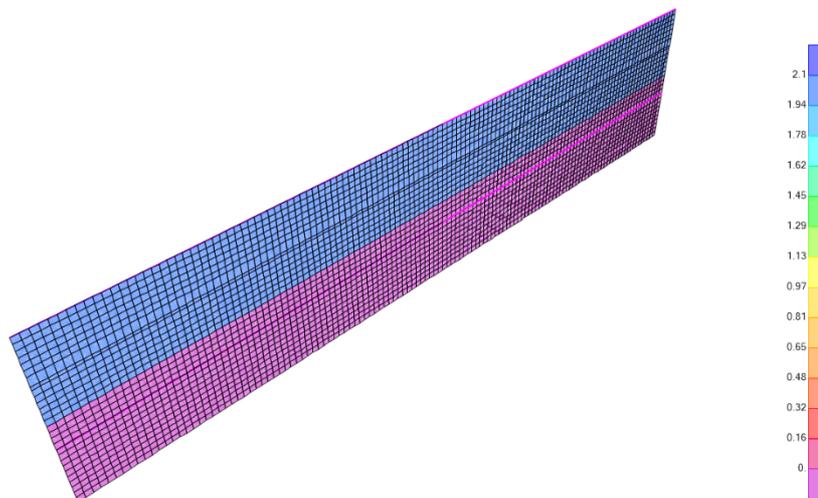
Il carico verticale da proiettare nel piano del muro viene definita nel paragrafo 6.2.1



Pressione orizzontale introdotta nel caso di carico TRENO (kN/m<sup>2</sup>)

#### 9.5.2.2 Spinta del vento

Nello stesso caso di carico, la massima pressione trasversale viene introdotta nel muro e nella barriera. La pressione nel paramento del muro viene valutata in modo conservativo con valore costanti e valore  $1.62 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.2 + 0.20 \text{ kN/m}^2 = 2.1 \text{ kN/m}^2$

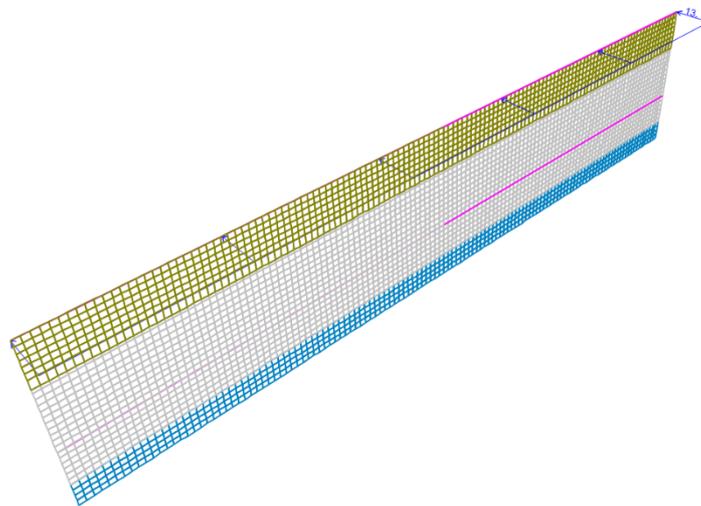


Pressione del vento all'interno del muro, caso di carico WIND (kN/m<sup>2</sup>)

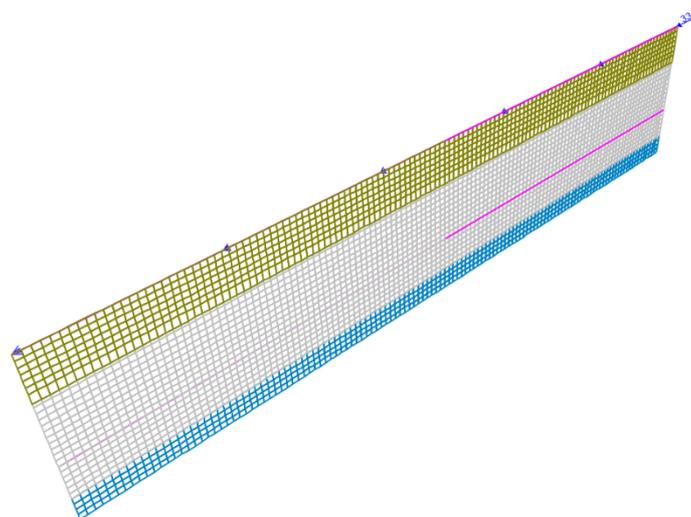
D'altra parte, l'effetto del vento sulla barriera, all'interno dello stesso caso di carico WIND, viene introdotto come forza e momento sulla corona del muro calcolati come:

- Forza barriera  $2.1 \text{ kN/m}^2 \cdot 6.2 \text{ m} = 13 \text{ kN/m}$
- Momento:  $13 \text{ kN/m} \cdot 2.6 \text{ m} = 33.8 \text{ mkN/m}$

Tali forze e momenti equivalenti sono mostrati nelle immagini seguenti:



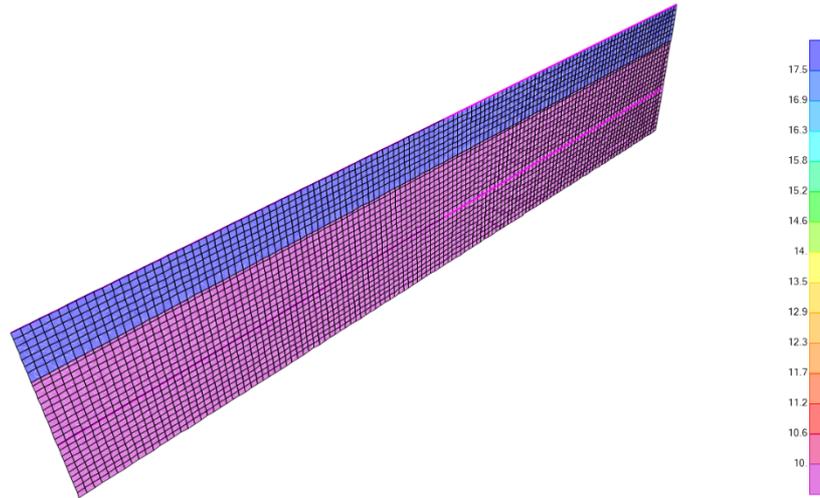
Forza trasmessa dall'azione del vento sulla corona del muro, all'interno del caso WIND (kN/m)



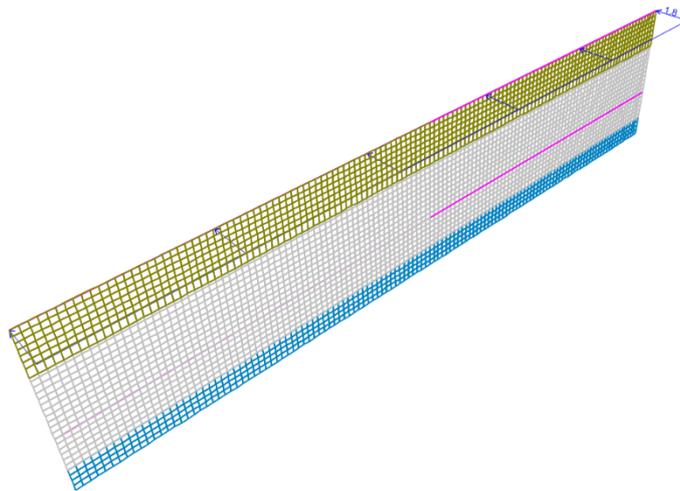
Momento trasmesso dall'azione del vento sulla corona del muro,, all'interno del caso WIND (mkN/m)

9.5.3 Azione sismica

9.5.3.1 Azione statica equivalente dovuta all'accelerazione del muro e della barriera



Effetto dell'accelerazione sismica corrispondente a 0.5g introdotta come pressione statica equivalente, caso SISMA\_TRAS (kN/m<sup>2</sup>)



Effetto dell'accelerazione sismica corrispondente a 0,5g sulla barriera introdotta come carico lineare distribuito in corona, caso SISMA\_TRAS (kN/m)

### 9.5.3.2 Azione statica equivalente di sovraspinta del terreno

I coefficienti dinamici di sovraspinta sono calcolati utilizzando la teoria di Mononobe-Okabe. Il risultato viene inserito nel modello a 2/3 dell'altezza da terra dal piano inferiore della trave, ovvero 1.87 m dalla testa del palo come mostrato nell'immagine seguente.

ACTIVE

Kh= 0.080  
Kv= 0.040  
ac(g)= 0.080  
 $\phi$  (°)= 38  
 $\delta$  (°)= 0  
 $\beta$  (°)= 0  
i(°)= 0

$\theta$ (rad)= 0.08

$\phi - \beta - \theta$ (rad)= 0.58  
 $\cos(\phi - \beta - \theta)^{**2} =$  0.70

$\cos\theta =$  1.00  
 $\cos(\beta)^{**2} =$  1.00

$\delta + \beta + \theta$ (rad)= 0.08  
 $\cos(\delta + \beta + \theta) =$  1.00

$\phi + \delta$ (rad)= 0.66  
 $\text{sen}(\phi + \delta) =$  0.62

$\phi - i - \theta$ (rad)= 0.58  
 $\text{sen}(\phi - i - \theta) =$  0.55

$\delta + \beta + \theta$ (rad)= 0.08  
 $\cos(\delta + \beta + \theta) =$  1.00

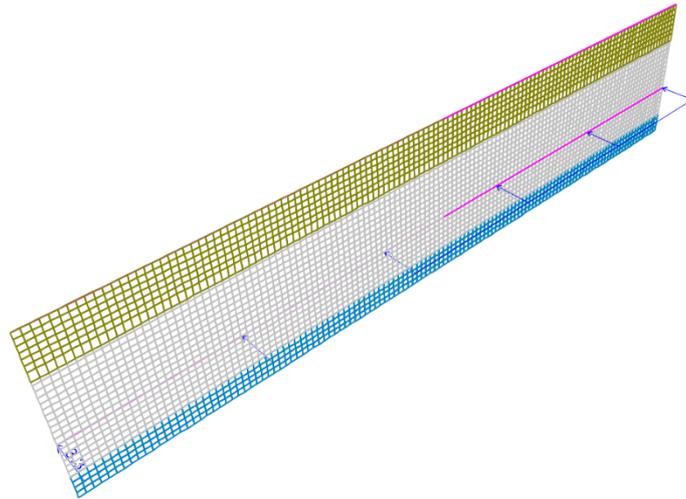
i -  $\beta$ (rad)= 0.00  
 $\cos(i - \beta) =$  1.00

raiz= 0.58

$(1 + \text{raiz})^{**2} =$  2.50

**Kad= 0.28**

**Kad - Kae= 0.04**



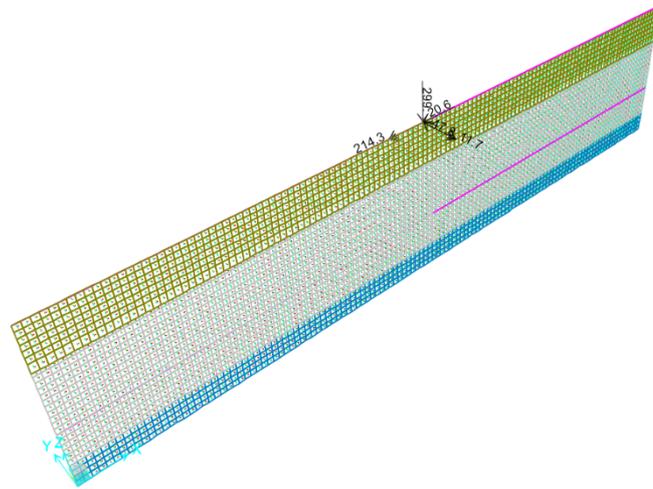
Sovraspinta sismica risultante 3.3 kN/m, caso di carico  
SISMA\_TRAS\_M-O

#### 9.5.4 Reazioni alla base del sostegno (concomitante con sisma trasversale o vento trasversale massimo)

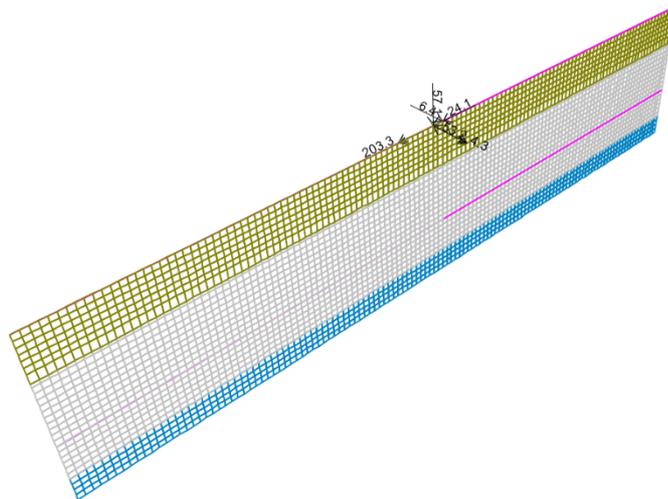
Si introducono le sollecitazioni calcolate alla base delle due gambe del portale di ormeggio, ipotizzato centrato sulla sezione modellata di 25 m. I carichi sono ricavati dalla tabella sotto riportata fornita da ITALFERR.

REAZIONI ALLA BASE DEL SOSTEGNO						
Combinazione	F <sub>H</sub> - Trasn.	F <sub>L</sub> - Long.	N - Vert.	M <sub>H</sub> - Trasn.	M <sub>L</sub> - Long.	M <sub>torcente</sub>
Testo	daN	daN	daN	daNm	daNm	daNm
STR_1	2550.37	0.84	4595.41	10242.36	162.77	8.32
STR_2	2864.85	0.75	4635.05	11302.69	196.80	8.32
STR_3	2409.18	0.59	4138.97	9904.52	176.33	6.61
STR_4	1802.31	0.74	3601.17	7063.35	98.57	6.81
STR_1A	2603.36	0.95	4707.68	10369.59	157.68	9.10
STR_2A	2550.37	0.84	4595.41	10242.36	162.77	8.32
STR_1B	4352.36	1.05	5696.00	16631.24	310.42	11.75
STR_2B	3862.42	0.72	4866.63	14854.12	296.99	9.11
STR_3B	2589.41	1243.15	4709.34	10327.27	847.43	168.43
STR_4B	4517.67	1.33	6379.43	17022.62	294.43	13.70
STR_5B	5319.84	0.74	5712.17	20332.72	431.40	10.93
STR_6B	4648.80	0.45	4860.34	17716.58	394.95	8.37
STR_7B	2527.12	2071.19	4598.18	10171.82	1312.36	273.88
STR_8B	4002.99	1449.81	4782.79	15424.94	1130.01	194.25
STR_9B	3809.43	0.61	4754.37	14726.90	302.08	8.35
STR_1C	4932.83	0.54	5001.81	18702.61	415.89	9.14
STR_2C	2575.45	2485.37	4711.00	10284.94	1537.18	327.77
STR_3C	6432.82	0.16	5085.63	24130.73	593.12	8.42
STR_4C	2575.45	2485.37	4711.00	10284.94	1537.18	327.77
STR_5C	5235.52	2898.85	4942.44	19865.46	2073.43	380.18
STR_6C	4879.84	0.43	4889.54	18575.39	420.98	8.38
SLV_1	4784.60	2058.81	29897.19	21432.54	1165.10	530.23
SLV_2	4784.60	2058.81	29897.19	21432.54	1165.10	530.23
SLV_3	4784.60	2058.81	29897.19	21432.54	1165.10	530.23
SLV_4	4784.60	2058.81	29897.19	21432.54	1165.10	530.23
SLV_5	4784.60	2058.81	29897.19	21432.54	1165.10	530.23
SLV_6	4784.60	2058.81	29897.19	21432.54	1165.10	530.23
SLV_7	4784.60	2058.81	29897.19	21432.54	1165.10	530.23
SLV_8	4784.60	2058.81	29897.19	21432.54	1165.10	530.23

Reazioni considerate nei casi di vento trasversale dominante e sisma trasversale dominante



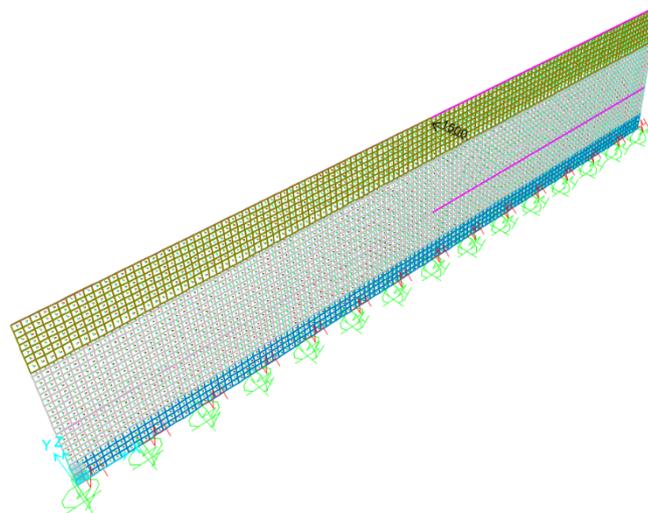
Reazioni alla base del sostegno presentate nel modello, caso di carico SISMA\_BASE



Reazioni alla base del sostegno presentate nel modello, caso di carico STR\_5B\_BASE

### 9.5.5 Urto ferroviario

L'urto ferroviario viene simulato come carico puntuale all'altezza precedentemente descritta nel paragrafo 6.3 (1.80 m dal piano del ferro), al centro di un tratto di 25 m. L'immagine sotto mostra il modello e detto carico trasversale.



Forza di 1500 kN dell'urto ferroviario



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO  
 COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO  
 TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO  
 PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE  
 SEZIONE STRETTA – TIPO 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CLMU0000001	C	41 di 60

## 10 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):  

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:  

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:  

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Per la verifica della capacità strutturale vengono utilizzate le tabelle NTC2018 5.2.V , 5.2.VI, 5.2. VII (SLU STR A1, SLE).

Per la verifica della capacità geotecnica vengono utilizzate le tabelle NTC2018 6.2.I . (SLU STR A2).

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_M$  saranno quelli corrispondenti a M1 per la verifica della capacità strutturale e M2 per la verifica STR GEO.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche e eccezionali vengono utilizzate ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici secondo la sezione 7.11.1 NTC 2018.

Nelle analisi di stabilità in condizioni post-sismiche si deve tener conto della riduzione di resistenza al taglio indotta dal decadimento delle caratteristiche di resistenza secondo la sezione 7.11.2 NTC 2018.

Si riporta di seguito le combinazioni di carico assunte nel modello di SAP2000.

COMBINATIONS DEFINITIONS			
TABLE: (Tab. 5.2V, 5.2 VI, 5.2 VII)			
ComboName	CaseName	ScaleFactor	
Text	Text	Unitless	
SLU_ECC_1 (URTO)	DEAD	1	
	TERRENO_ACT	1	
	SOVRASTRUTTURA	1	
	TRENO	1	
	URTO_FERRO	1	
STR_ESTR (A1)	DEAD	1,35	
	WIND	1,5	
	STR_5B_BASE	1,5	
	DEAD_BARRIERA	1,35	
	TRENO	1,2	
	SOVRASTRUTTURA	1,5	
SLV_1 (SISMA)	DEAD	1	
	DEAD_BARRIERA	1	
	SISMA_BASE	1	
	SISMA_TRAS	1	
	SISMA_TRAS_M-O	1	
	SOVRASTRUTTURA	1	
	TERRENO_ACT	1	
	TRENO	0,2	
SLE (FREC)	DEAD	1	
	DEAD_BARRIERA	1	
	TERRENO_ACT	1	
	WIND	0,8	
	STR_5B_BASE	0,8	
	TRENO	0,8	
SOVRASTRUTTURA	SOVRASTRUTTURA	1	
	<b>TABLE: (Tab. 6.2.I)</b>		
	ComboName	CaseName	ScaleFactor
	Text	Text	Unitless
	GEO_(A2)	DEAD	1
slu(estabilidad global)	WIND	1,3	
	STR_5B_BASE	1,3	
WIND	DEAD_BARRIERA	1	
	TRENO	1,04	
	SOVRASTRUTTURA	1,3	
	TERRENO_ACT	1	

**Tabella 4 - Combinazioni per il modello - SAP2000**

## 12 RISULTATI

### 12.1 REAZIONI OTTENUTE IN TESTA AI PALI

Muro recinzione Sez Stretta.  $H = 4.80 + 0.80$  m

La tabella seguente riepiloga le azioni all'interno del palo. Queste azioni corrispondono a:

- SLU\_ECC1: Caso accidentale di urto ferroviario centrale in una sezione tipica di muro la lunghezza pari a 25.2 m, in quanto corrispondono al caso dimensionante critico.
- SLV\_1: Combinazione critica con sisma trasversale dominante, il sisma si sovrappone a tutte le azioni di spinta al suolo, sovrastruttura lato ferrovia.
- STR\_5B: Combinazione critica con vento trasversale dominante, la sua azione si sovrappone alle spinte del terreno, sovrastruttura, carico laterale del treno.
- SLE\_1: Combinazione critica con vento trasversale dominante, la sua azione si sovrappone alle spinte del terreno, sovrastruttura.

Di seguito sono riportati i risultati della verifica strutturale e geotecnica. Le combinazioni di sisma (SLV\_1) e accidentale (SLU\_ECC1) sono le stesse nelle due verifiche.

### 12.1 REAZIONI OTTENUTE IN TESTA AI PALI VERIFICA STRUTTURALE

SLU\_ECC1. Combinazione accidentale con urto ferroviario. È la combinazione critica con effetto dimensionante per i pali di fondazione del muro, da cui le direzioni locali 1, 2 e 3 corrispondono agli assi globali X, Y e Z.

**TABLE: Joint Reactions**

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2291	SLU_ECC_1	Combination	0	-262,66	261,148	601,072	0	0
2323	SLU_ECC_1	Combination	0	-289,455	260,649	622,3279	0	0
2358	SLU_ECC_1	Combination	0	-299,341	260,482	630,4639	0	0
2393	SLU_ECC_1	Combination	0	-289,455	260,649	622,3279	0	0
2428	SLU_ECC_1	Combination	0	-262,66	261,148	601,072	0	0
2463	SLU_ECC_1	Combination	0	-224,846	261,922	572,6127	0	0
2469	SLU_ECC_1	Combination	0	-224,846	261,922	572,6127	0	0
2504	SLU_ECC_1	Combination	0	-180,611	262,733	541,6988	0	0
2539	SLU_ECC_1	Combination	0	-131,415	263,241	511,5062	0	0
2574	SLU_ECC_1	Combination	0	-76,11	269,372	483,7775	0	0
2609	SLU_ECC_1	Combination	0	-13,524	108,621	438,7878	0	0
3124	SLU_ECC_1	Combination	0	-180,611	262,733	541,6988	0	0
3159	SLU_ECC_1	Combination	0	-131,415	263,241	511,5062	0	0
3646	SLU_ECC_1	Combination	0	-76,11	269,372	483,7775	0	0
3826	SLU_ECC_1	Combination	0	-13,524	108,621	438,7878	0	0

Di seguito si utilizzeranno per i calcoli i valore medio dei tre valori massimi riscontrati.

SLV\_1

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2291	SLV_1	Combination	0	-197,954	312,501	418,7488	0	0
2323	SLV_1	Combination	0	-200,482	338,545	421,1628	0	0
2358	SLV_1	Combination	0	-201,219	344,684	421,8485	0	0
2393	SLV_1	Combination	0	-200,335	323,133	420,763	0	0
2428	SLV_1	Combination	0	-197,663	295,955	417,9879	0	0
2463	SLV_1	Combination	0	-192,767	278,813	413,8212	0	0
2469	SLV_1	Combination	0	-193,163	289,352	414,8385	0	0
2504	SLV_1	Combination	0	-185,385	276,338	409,8613	0	0
2539	SLV_1	Combination	0	-173,602	270,187	404,2144	0	0
2574	SLV_1	Combination	0	-156,528	272,229	397,5682	0	0
2609	SLV_1	Combination	0	-133,119	108,195	370,2112	0	0
3124	SLV_1	Combination	0	-184,943	271,064	408,6942	0	0
3159	SLV_1	Combination	0	-173,165	268,048	402,9717	0	0
3646	SLV_1	Combination	0	-156,129	271,707	396,2993	0	0
3826	SLV_1	Combination	0	-132,781	107,9	369,0156	0	0

STR\_5B (A1)

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2291	STR_5B(str)	Combination	0	-174,119	377,47	439,7054	0	0
2323	STR_5B(str)	Combination	0	-176,61	383,736	442,5078	0	0
2358	STR_5B(str)	Combination	0	-177,287	383,057	443,2405	0	0
2393	STR_5B(str)	Combination	0	-176,338	374,814	441,8712	0	0
2428	STR_5B(str)	Combination	0	-173,599	367,1	438,5055	0	0
2463	STR_5B(str)	Combination	0	-168,64	363,727	433,4997	0	0
2469	STR_5B(str)	Combination	0	-169,327	371,095	435,0944	0	0
2504	STR_5B(str)	Combination	0	-161,506	367,29	429,1595	0	0
2539	STR_5B(str)	Combination	0	-149,614	365,482	422,315	0	0
2574	STR_5B(str)	Combination	0	-132,29	372,454	414,193	0	0
2609	STR_5B(str)	Combination	0	-108,454	150,006	384,4417	0	0
3124	STR_5B(str)	Combination	0	-160,757	363,055	427,3345	0	0
3159	STR_5B(str)	Combination	0	-148,886	363,265	420,3737	0	0
3646	STR_5B(str)	Combination	0	-131,636	370,877	412,2114	0	0
3826	STR_5B(str)	Combination	0	-107,91	148,464	382,5742	0	0

SLE

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2291	SLE	Combination	0	-111,131	276,254	245,9939	0	0
2323	SLE	Combination	0	-112,657	279,455	247,5754	0	0
2358	SLE	Combination	0	-113,08	279,046	247,997	0	0
2393	SLE	Combination	0	-112,512	274,697	247,2359	0	0
2428	SLE	Combination	0	-110,854	270,723	245,3539	0	0
2463	SLE	Combination	0	-107,838	269,144	242,5592	0	0
2469	SLE	Combination	0	-108,204	273,073	243,4097	0	0
2504	SLE	Combination	0	-103,426	271,275	240,1145	0	0
2539	SLE	Combination	0	-96,16	270,461	236,3743	0	0
2574	SLE	Combination	0	-85,605	275,962	232,0185	0	0
2609	SLE	Combination	0	-71,158	111,216	215,6009	0	0
3124	SLE	Combination	0	-103,026	269,017	239,1412	0	0
3159	SLE	Combination	0	-95,772	269,278	235,339	0	0
3646	SLE	Combination	0	-85,257	275,121	230,9616	0	0
3826	SLE	Combination	0	-70,868	110,394	214,6049	0	0

## 12.2 REAZIONI OTTENUTE IN TESTA AI PALI VERIFICA GEOTECNICA

STR\_2 (A2) GEO

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2291	STR (GEO)	Combination	0	-145,05	281,644	377,2988	0	0
2323	STR (GEO)	Combination	0	-147,146	287,159	379,6989	0	0
2358	STR (GEO)	Combination	0	-147,713	286,6	380,3238	0	0
2393	STR (GEO)	Combination	0	-146,91	279,427	379,1472	0	0
2428	STR (GEO)	Combination	0	-144,599	272,656	376,259	0	0
2463	STR (GEO)	Combination	0	-140,421	269,599	371,9621	0	0
2469	STR (GEO)	Combination	0	-141,017	275,985	373,3442	0	0
2504	STR (GEO)	Combination	0	-134,435	272,547	368,2443	0	0
2539	STR (GEO)	Combination	0	-124,427	270,89	362,3439	0	0
2574	STR (GEO)	Combination	0	-109,84	275,849	355,3161	0	0
2609	STR (GEO)	Combination	0	-89,746	111,054	329,7168	0	0
3124	STR (GEO)	Combination	0	-133,786	268,877	366,6626	0	0
3159	STR (GEO)	Combination	0	-123,796	268,968	360,6615	0	0
3646	STR (GEO)	Combination	0	-109,274	274,482	353,5987	0	0
3826	STR (GEO)	Combination	0	-89,275	109,718	328,0983	0	0



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO  
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO  
TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO  
PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE  
SEZIONE STRETTA – TIPO 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CLMU0000001	C	46 di 60

### 12.3 VERIFICA DELLA STABILITÀ GEOTECNICA (MEDIANTE METODO DI BROMS)

In base al valore  $gM = 1.25$  per  $\tan f$  l'angolo di attrito interno, abbiamo:

$$\tan \phi = \tan (23^\circ) = 0.424$$

$$\phi' = \text{atan} (\tan \phi / 1.25) = \text{atan} (0.424 / 1.25) = \text{atan} (0.340) \approx 19^\circ$$

Successivamente, viene verificata la lunghezza minima del palo che risulta per il fattore di sicurezza minimo imposto.

Poiché la condizione di ancoraggio è sull'asse della trave di collegamento, la lunghezza del palo è:

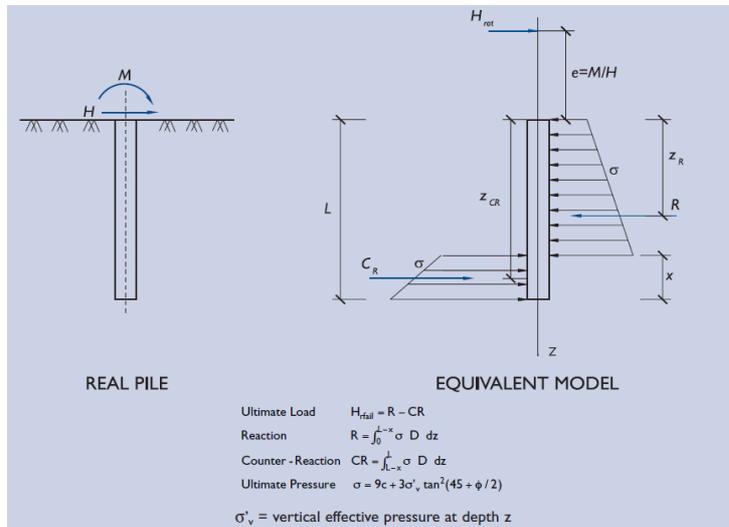
$$L_{\text{palo}} = L - e_{\text{trave collegamento}} / 2$$

dove

$$e_{\text{trave collegamento}} = 0.80 \text{ m}$$

### 12.3.1 Verifica caso critico – Combinazione SLU\_ECCI (urto ferroviario)

Horizontal design load on a pile:	$H_{ed} = 262,7$ kN
Height at which the load is applied:	$e = 2,29$ m
Diameter of pile:	$D = 0,80$ m
Buried length of pile:	$L = 6,70$ m
Effective weight density of the soil	$\gamma' = 18$ kN/m <sup>3</sup>
Characteristic angle of shearing resistance	$\phi'_k = 23$ °
Characteristic cohesion intercept in terms of effective stress	$c'_k = 0$ kN/m <sup>2</sup>
Safety factor	$F_{red} = 1,50$
Design angle of shearing resistance	$\phi'_d = 23$ °
Design cohesion intercept in terms of effective stress	$c'_d = 0$ kN/m <sup>2</sup>

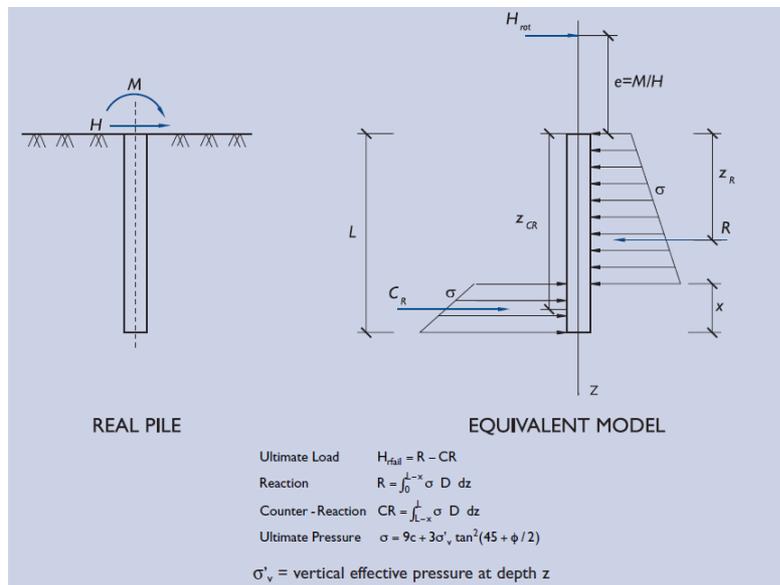


Moment equilibrium equation to solve x	$[(e + zR) \cdot R] / [(e + zCR) \cdot CR]$	<b>1,00</b>
x value	x =	<b>1,55</b> m
	$s(z=0) = (9c + 3\gamma z \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D$	0,0 kN/m
	$s(z=L - x) = (9c + 3\gamma z \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D$	507,7 kN/m
	$s(z=L) = (9c + 3\gamma z \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D$	660,7 kN/m
Reaction	R	1306,7 kN
Height of Reaction	$z_R$	3,43 m
Counter-Reaction	CR	906,6 kN
Height of Counter-Reaction	$z_{CR}$	5,96 m
Ultimate force:	$H_{ed}$	400,2 kN
Safety verification	$H_{tal} / H_{ed}$	<b>1,52 OK</b>

### 12.3.2 Verifica con sisma trasversale dominante – Combinazione SLV\_1

DESIGN APPROACH 1 COMBINATION 1

Horizontal design load on a pile:	$H_{Ed} = 201,2$	kN
Height at which the load is applied:	$e = 2,10$	m
Diameter of pile:	$D = 0,80$	m
Buried length of pile:	$L = 6,30$	m
Effective weight density of the soil	$\gamma' = 18$	kN/m <sup>3</sup>
Characteristic angle of shearing resistance	$\phi_k = 23$	°
Characteristic cohesion intercept in terms of effective stress	$c_k = 0$	kN/m <sup>2</sup>
Safety factor	$F_{min} = 1,50$	
Design angle of shearing resistance	$\phi_d = 19$	°
Design cohesion intercept in terms of effective stress	$c_d = 0$	kN/m <sup>2</sup>

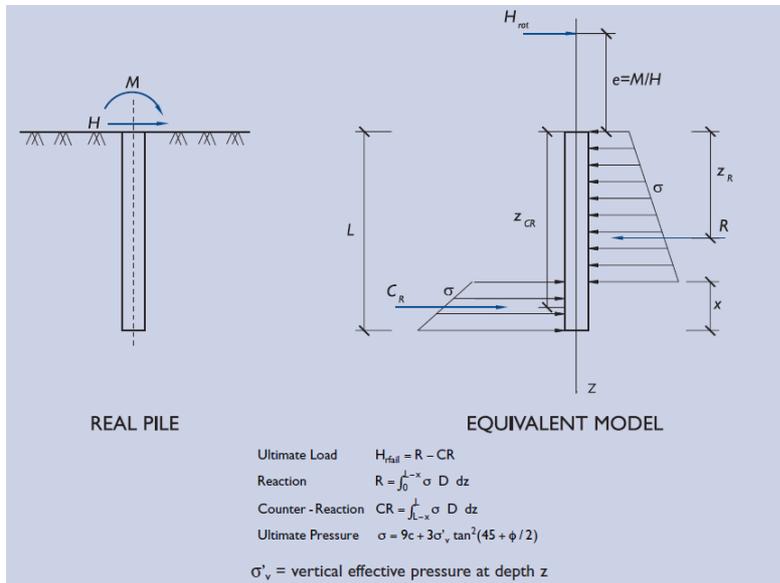


Moment equilibrium equation to solve x	$[(e + zR) \cdot R] / [(e + zCR) \cdot CR]$	<b>1,00</b>
x value	x =	<b>1,46</b> m
	$s(z=0) = (9c + 3\gamma_z \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D =$	0,0 kN/m
	$s(z=L-x) = (9c + 3\gamma_z \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D =$	411,0 kN/m
	$s(z=L) = (9c + 3\gamma_z \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D =$	534,9 kN/m
Reaction	R	994,5 kN
Height of Reaction	$z_R$	3,23 m
Counter-Reaction	CR	690,5 kN
Height of Counter-Reaction	$z_{CR}$	5,60 m
Ultimate force:	$H_{Fail} =$	304,0 kN
Safety verification	$H_{Fail} / H_{Ed} =$	<b>1,51</b> <b>OK</b>

### 12.3.3 Verifica con vento trasversale dominante – Combinazione STR\_5B (GEO A2)

DESIGN APPROACH 1 COMBINATION 1

Horizontal design load on a pile:	$H_{Ed} = 147,7$ kN
Height at which the load is applied:	$e = 2,57$ m
Diameter of pile:	$D = 0,80$ m
Buried length of pile:	$L = 5,65$ m
Effective weight density of the soil	$\gamma' = 18$ kN/m <sup>3</sup>
Characteristic angle of shearing resistance	$\phi_k = 23$ °
Characteristic cohesion intercept in terms of effective stress	$c_k = 0$ kN/m <sup>2</sup>
Safety factor	$F_{min} = 1,50$
Design angle of shearing resistance	$\phi_d = 19$ °
Design cohesion intercept in terms of effective stress	$c_d = 0$ kN/m <sup>2</sup>

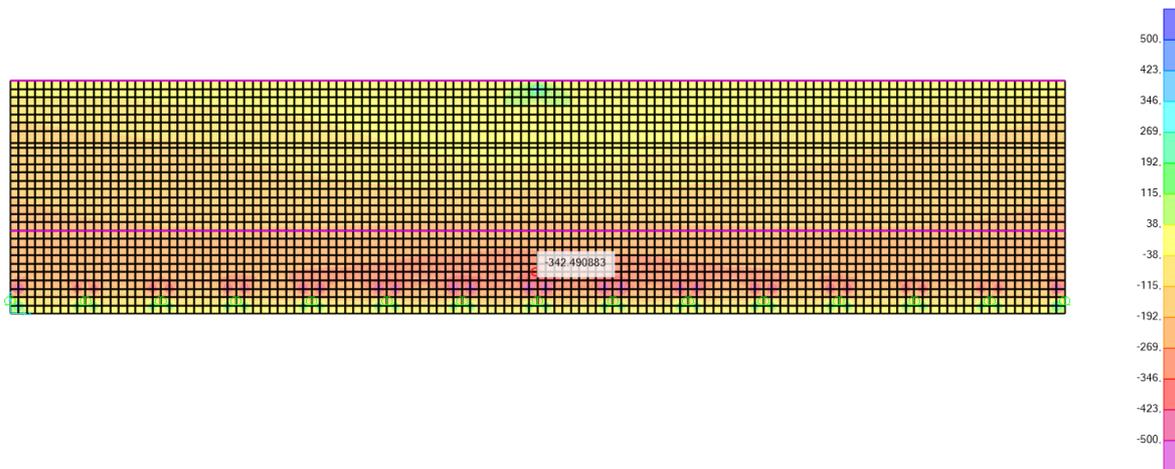


Moment equilibrium equation to solve x	$[(e + zR) \cdot R] / [(e + zCR) \cdot CR]$	<b>1,00</b>
x value	x =	<b>1,34</b> m
	$s(z=0) = (9c + 3\gamma'_v \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D =$	0,0 kN/m
	$s(z=L-x) = (9c + 3\gamma'_v \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D =$	366,0 kN/m
	$s(z=L) = (9c + 3\gamma'_v \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D =$	479,7 kN/m
Reaction	R	788,6 kN
Height of Reaction	$z_R$	2,87 m
Counter-Reaction	CR	566,6 kN
Height of Counter-Reaction	$z_{CR}$	5,01 m
Ultimate force:	$H_{F_{fail}} =$	222,0 kN
Safety verification	$H_{F_{fail}} / H_{Ed} =$	<b>1,50 OK</b>

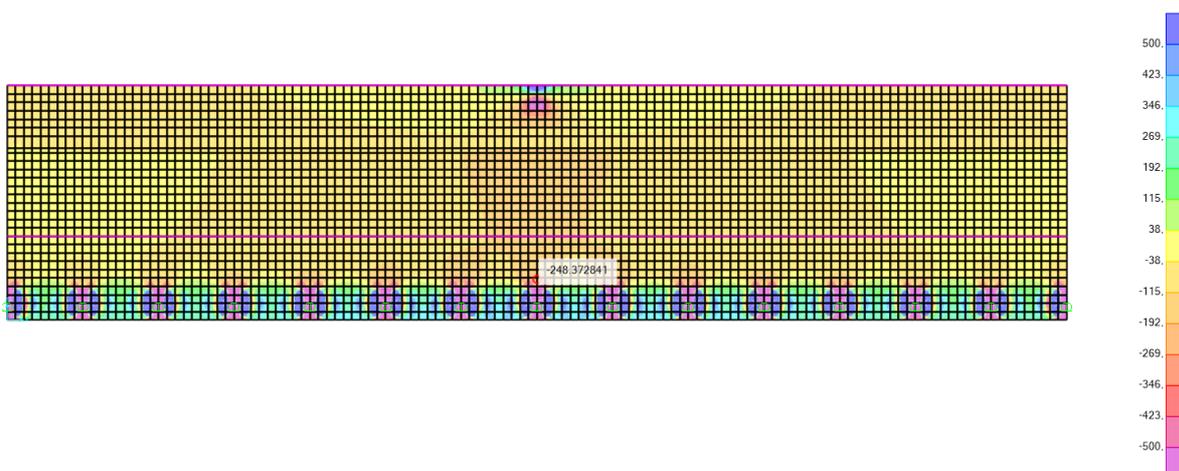
## 12.4 VERIFICA STRUTTURALE DEL MURO

### 12.4.1 Diagrammi delle sollecitazioni

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni ottenuti dal modello di calcolo in tutto il modello, per la combinazione di calcolo critica (SLU\_ECC1) in quanto come mostrato precedentemente le sollecitazioni alla testa del palo sono quelle critiche e che determina lo sforzo massimo di flessione e di taglio nel muro. Le direzioni locali 1, 2 e 3 corrispondono agli assi globali X, Y e Z.



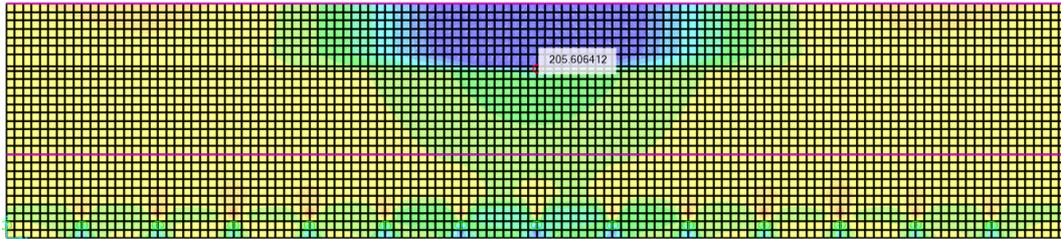
Momento flettente verticale  $M_{22}$  SLU\_ECC1 (mkN/m)



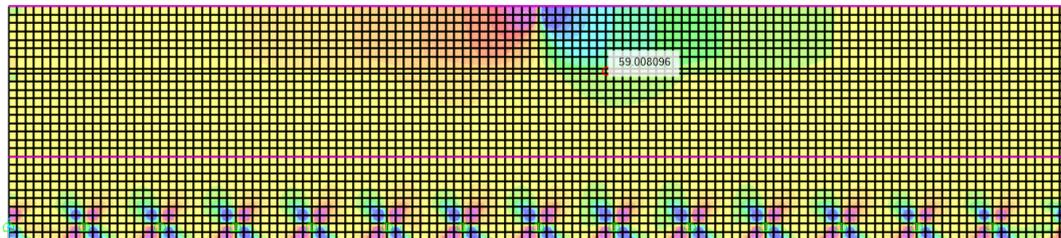
Sforzo di taglio verticale  $V_{23}$  SLU\_ECC1 (kN/m)

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE  
 SEZIONE STRETTA – TIPO 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CLMU0000001	C	51 di 60



Momento flettente orizzontale  $M_{11}$  SLU\_ECC1 (mkN/m)



Sforzo di taglio orizzontale  $V_{13}$  SLU\_ECC1 (kN/m)

Sforzo totale nella trave superiore ('section cut') (SLU\_ECC1)

Section Cut Stresses & Forces

**Section Cutting Line**

	X	Y	Z
Start Point	12,6	0,	5,6
End Point	12,6	0,	4,1

**Resultant Force Location and Angle**

	X	Y	Z	Angle (X to 1)
	12,6	0,	4,85	0,

Include  Frames  Shells  Asolids  Planes  Solids  Links

**Integrated Forces**

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-19,1951	-725,4085	5,2486	19,1951	-725,4085	5,2486
Moment	434,4901	-0,9654	2034,7169	434,4901	0,9654	-2034,717

Save Cut Close Refresh

Sforzo totale nella trave superiore ('section cut') (SLE)

Section Cut Stresses & Forces

**Section Cutting Line**

	X	Y	Z
Start Point	12,6	0,	5,6
End Point	12,6	0,	4,1

**Resultant Force Location and Angle**

	X	Y	Z	Angle (X to 1)
	12,6	0,	4,85	0,

Include  Frames  Shells  Asolids  Planes  Solids  Links

**Integrated Forces**

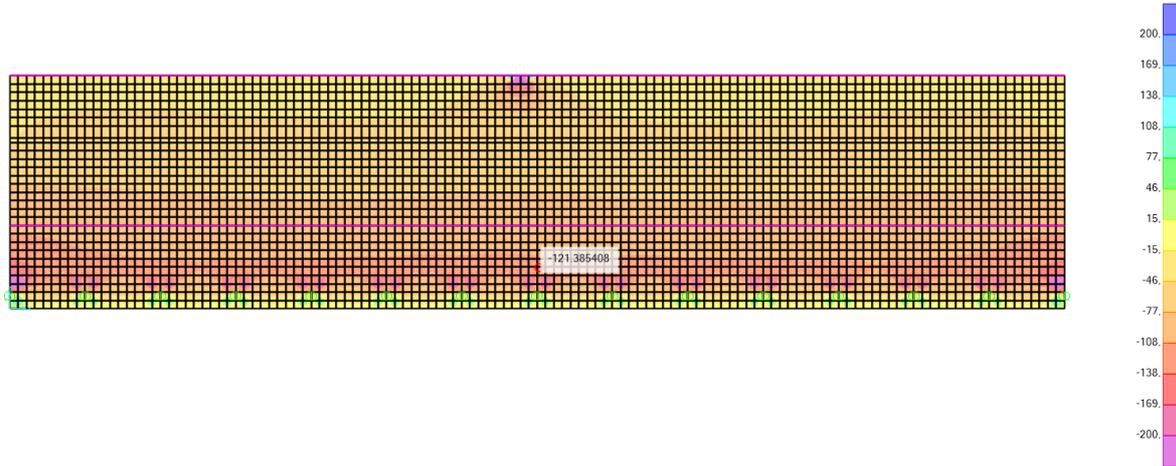
	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-3,5738	22,4918	-5,8356	22,9358	-19,5484	14,2043
Moment	-92,2706	10,5592	85,2225	93,8529	3,65	-85,2225

Save Cut Close Refresh

Allo stesso modo vengono riportati i diagrammi delle tensioni per la combinazione (SLE\_1) come mostrato in precedenza.

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE  
SEZIONE STRETTA – TIPO 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
<b>NN1X</b>	<b>00</b>	<b>D 78</b>	<b>CLMU0000001</b>	<b>C</b>	<b>53 di 60</b>



Momento flettente verticale  $M_{22}$  SLE\_1 (mkN/m)

### 12.4.2 Dimensionamento dell'armatura

#### Verifica dell'armatura verticale nella base del muro (spessore 0.82 m)

GEOMETRICAL / MECHANICAL PROPERTIES OF CROSS-SECTION		FORCES	
Type of element		<b>WALL V. R.</b>	$M_{Ed}$ 342,5 mkN
Overall width of cross-section	b	1,000 m	$V_{Ed}$ 248,4 kN
Overall depth of cross-section	h	0,820 m	$M_{QP}$ 121,4 mkN
Effective depth of cross-section	d	0,755 m	
Characteristic compressive cylinder strength of concrete	$f_{ck}$	32 MPa	
Characteristic yield strength of reinforcement	$f_{yk}$	460 MPa	Standard EN 1992-1-1:2004
Partial factor for concrete	$\gamma_c$	1,20	
Partial factor for reinforcing steel	$\gamma_s$	1,00	
Coefficient to take account of long term effects on the compressive strength	$\alpha_{cc}$	1,00	
<b>BENDING ULTIMATE LIMIT STATE [EN 1992-1-1:2004 SECTION 6.1]</b>			
Mechanical capacity of concrete	$U_0$	20133,3 kN	$A_{s1,req}$ 12,98 cm <sup>2</sup>
Limit moment	$M_{lim}$	5700,3 mkN	$A_{s2,req}$ cm <sup>2</sup>
Required tension reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s1,cal}$	9,98 cm <sup>2</sup>	
Required compression reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s2,cal}$	- cm <sup>2</sup>	$A_{s1,pro}$ 13,40 cm <sup>2</sup>
Mechanical minimum reinforcement [clause 9.2.1.1(1)]	$A_{s1,min}$	12,90 cm <sup>2</sup>	$A_{s2,pro}$ cm <sup>2</sup>
Mechanical maximum reinforcement [clause 9.2.1.1(3)]	$A_{s1,max}$	328,00 cm <sup>2</sup>	
Provided tension reinforcement - First layer	Bar diameter	Ø16	
	Bar spacing	150 mm	
Provided tension reinforcement - Second layer	Bar diameter	-	
	Bar spacing	- mm	
Provided compression reinforcement	Bar diameter	-	
	Bar spacing	- mm	$M_u$ 458,4 mkN <input type="checkbox"/> OK
<b>CRACK CONTROL SERVICEABILITY LIMIT STATE [EN 1992-1-1:2004 SECTION 7.3.4]</b>			
Limiting calculated crack width	$w_{max}$	0,20 mm	
Cover to the longitudinal reinforcement	c	55 mm	
Factor dependent on the duration of the load	$k_1$	0,4	
Coefficient which takes account of the bond properties	$k_1$	0,8	
Coefficient which takes account of the distribution of strain	$k_2$	0,5	
Coefficient for the calculation of the maximum crack spacing	$k_3$	3,4	
Coefficient for the calculation of the maximum crack spacing	$k_4$	0,425	
Design value of modulus of elasticity of reinforcing steel	$E_s$	200000 MPa	
Secant modulus of elasticity of concrete	$E_{cm}$	33346 MPa	
Effective modular ratio	$\alpha_e$	6,0	
Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement [referred to b-effective depth d]	$\rho$	0,00178	
Ratio of the neutral axis depth to the effective depth in cracked section at SLS	x/d	0,136	
Second moment of area of the uncracked concrete section	$I_1$	4,595E+06 cm <sup>4</sup>	
Second moment of area of the cracked concrete section	$I_2$	3,782E+05 cm <sup>4</sup>	
Effective mean value of the tensile strength of the concrete	$f_{ct,eff}$	3,0 MPa	
Cracking moment	$M_{cr}$	338,9 mkN	
Stress in the tension reinforcement assuming a cracked section	$\sigma_s$	125,6 MPa	
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcement	$A_{c,eff}$	0,16250 m <sup>2</sup>	
Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement [referred to effective area]	$\rho_{p,eff}$	0,008	
Maximum crack spacing	$s_{r,max}$	517 mm	
Difference between mean strain in the reinforcement and mean strain in the concrete between cracks	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,00038	$w_k$ 0,19 mm <input type="checkbox"/> OK
<b>SHEAR ULTIMATE LIMIT STATE [EN 1992-1-1:2004 SECTION 6.2]</b>			
Mean compressive stress due to design axial load	$\alpha_{cp}$	0,00 MPa	
Angle between shear reinforcement and the beam axis	$\alpha$	90°	
Cross-sectional area of the shear reinforcement - provided	$(A_{sw/s})_{pro}$	0,00 cm <sup>2</sup> /m	
<u>Member not requiring design shear reinforcement [clause 6.2.2]</u>			
Size factor	k	1,51	
Design value for the shear resistance - minimum value	$V_{Rd,c,min}$	278,7 kN	
Design value for the shear resistance	$V_{Rd,c}$	306,1 kN	$V_{Rd}$ 306,1 kN <input type="checkbox"/> OK
<u>Member requiring design shear reinforcement [clause 6.2.3]</u>			
Strength reduction factor for concrete cracked in shear	$v_1$	0,6	
Coefficient taking account of the state of the stress in the compression chord	$\alpha_{cw}$	1,00	
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for upper value of cot $\theta$	$V_{Rd,max,2.5}$	3749,0 kN	
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for lower value of cot $\theta$	$V_{Rd,max,1.0}$	5436,0 kN	
Adopted value of cot $\theta$	cot $\theta$	2,50	
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for adopted value of cot $\theta$	$V_{Rd,max,cot\theta}$	3749,0 kN	
Maximum longitudinal spacing for shear reinforcement	$s_{l,max}$	0,566 m	
Maximum transverse spacing for shear reinforcement	$s_{t,max}$	0,566 m	
Cross-sectional area of the shear reinforcement - minimum required	$(A_{sw/s})_{min}$	12,30 cm <sup>2</sup> /m	
Cross-sectional area of the shear reinforcement - maximum effective	$(A_{sw/s})_{max}$	- cm <sup>2</sup> /m	
Cross-sectional area of the shear reinforcement - required by calculation	$(A_{sw/s})_{req}$	- cm <sup>2</sup> /m	$V_{Rd}$ <input type="checkbox"/> kN

## Verifica della armatura orizzontale (spessore 0.82 m)

GEOMETRICAL / MECHANICAL PROPERTIES OF CROSS-SECTION		FORCES	
Type of element		WALL V. R.	
Overall width of cross-section	b	1,000 m	$M_{Ed}$ 205,6 mkN
Overall depth of cross-section	h	0,820 m	$V_{Ed}$ 59,0 kN
Effective depth of cross-section	d	0,755 m	$M_{QP}$ -- mkN
Characteristic compressive cylinder strength of concrete	$f_{ck}$	32 MPa	
Characteristic yield strength of reinforcement	$f_{yk}$	460 MPa	Standard EN 1992-1-1:2004
Partial factor for concrete	$\gamma_c$	1,20	
Partial factor for reinforcing steel	$\gamma_s$	1,00	
Coefficient to take account of long term effects on the compressive strength	$\alpha_{cc}$	1,00	
<b>BENDING ULTIMATE LIMIT STATE [EN 1992-1-1:2004 SECTION 6.1]</b>			
Mechanical capacity of concrete	$U_0$	20133,3 kN	$A_{s1,req}$ 12,90 cm <sup>2</sup>
Limit moment	$M_{lim}$	5700,3 mkN	$A_{s2,req}$ cm <sup>2</sup>
Required tension reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s1,cal}$	5,96 cm <sup>2</sup>	
Required compression reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s2,cal}$	- cm <sup>2</sup>	$A_{s1,pro}$ 13,40 cm <sup>2</sup>
Mechanical minimum reinforcement [clause 9.2.1.1(1)]	$A_{s1,min}$	12,90 cm <sup>2</sup>	$A_{s2,pro}$ cm <sup>2</sup>
Mechanical maximum reinforcement [clause 9.2.1.1(3)]	$A_{s1,max}$	328,00 cm <sup>2</sup>	
Provided tension reinforcement - First layer	Bar diameter	Ø16	
	Bar spacing	150 mm	
Provided tension reinforcement - Second layer	Bar diameter	-	
	Bar spacing	- mm	
Provided compression reinforcement	Bar diameter	-	
	Bar spacing	- mm	$M_u$ 458,4 mkN OK
<b>CRACK CONTROL SERVICEABILITY LIMIT STATE [EN 1992-1-1:2004 SECTION 7.3.4]</b>			
Limiting calculated crack width	$w_{max}$	0,20 mm	
Cover to the longitudinal reinforcement	c	55 mm	
Factor dependent on the duration of the load	$k_t$	0,4	
Coefficient which takes account of the bond properties	$k_1$	0,8	
Coefficient which takes account of the distribution of strain	$k_2$	0,5	
Coefficient for the calculation of the maximum crack spacing	$k_3$	3,4	
Coefficient for the calculation of the maximum crack spacing	$k_4$	0,425	
Design value of modulus of elasticity of reinforcing steel	$E_s$	200000 MPa	
Secant modulus of elasticity of concrete	$E_{cm}$	33346 MPa	
Effective modular ratio	$\alpha_e$	6,0	
Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement [referred to b-effective depth d]	$\rho$	0,00178	
Ratio of the neutral axis depth to the effective depth in cracked section at SLS	x/d	0,136	
Second moment of area of the uncracked concrete section	$I_1$	4,595E+06 cm <sup>4</sup>	
Second moment of area of the cracked concrete section	$I_2$	3,782E+05 cm <sup>4</sup>	
Effective mean value of the tensile strength of the concrete	$f_{ct,eff}$	3,0 MPa	
Cracking moment	$M_{cr}$	338,9 mkN	
Stress in the tension reinforcement assuming a cracked section	$\sigma_s$	0,0 MPa	
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcement	$A_{c,eff}$	0,16250 m <sup>2</sup>	
Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement [referred to effective area]	$\rho_{p,eff}$	0,008	
Maximum crack spacing	$s_{r,max}$	517 mm	
Difference between mean strain in the reinforcement and mean strain in the concrete between cracks	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,00000	$w_k$ 0,00 mm OK
<b>SHEAR ULTIMATE LIMIT STATE [EN 1992-1-1:2004 SECTION 6.2]</b>			
Mean compressive stress due to design axial load	$\sigma_{cp}$	0,00 MPa	
Angle between shear reinforcement and the beam axis	$\alpha$	90°	
Cross-sectional area of the shear reinforcement - provided	$(A_{sw/s})_{pro}$	0,00 cm <sup>2</sup> /m	
Member not requiring design shear reinforcement [clause 6.2.2]			
Size factor	k	1,51	
Design value for the shear resistance - minimum value	$V_{Rd,c,min}$	278,7 kN	
Design value for the shear resistance	$V_{Rd,c}$	306,1 kN	$V_{Rd}$ 306,1 kN OK
Member requiring design shear reinforcement [clause 6.2.3]			
Strength reduction factor for concrete cracked in shear	$v_1$	0,6	
Coefficient taking account of the state of the stress in the compression chord	$\alpha_{cw}$	1,00	
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for upper value of cot $\theta$	$V_{Rd,max,2.5}$	3749,0 kN	
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for lower value of cot $\theta$	$V_{Rd,max,1.0}$	5436,0 kN	
Adopted value of cot $\theta$	cot $\theta$	2,50	
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for adopted value of cot $\theta$	$V_{Rd,max,cot\theta}$	3749,0 kN	
Maximum longitudinal spacing for shear reinforcement	$s_{l,max}$	0,566 m	
Maximum transverse spacing for shear reinforcement	$s_{t,max}$	0,566 m	
Cross-sectional area of the shear reinforcement - minimum required	$(A_{sw/s})_{min}$	12,30 cm <sup>2</sup> /m	
Cross-sectional area of the shear reinforcement - maximum effective	$(A_{sw/s})_{max}$	- cm <sup>2</sup> /m	
Cross-sectional area of the shear reinforcement - required by calculation	$(A_{sw/s})_{req}$	- cm <sup>2</sup> /m	$V_{Rd}$ kN

## Verifica della armatura della trave superiore (testa del muro)

### GEOMETRICAL / MECHANICAL PROPERTIES OF CROSS-SECTION

### FORCES

Type of element		<b>BEAM</b>	$M_{Ed}$	2034,7 mkN
Overall width of cross-section	b	1,500 m	$V_{Ed}$	725,4 kN
Overall depth of cross-section	h	1,400 m	$M_{QP}$	85,2 mkN
Effective depth of cross-section	d	1,335 m		
Characteristic compressive cylinder strength of concrete	$f_{ck}$	32 MPa		
Characteristic yield strength of reinforcement	$f_{yk}$	460 MPa	Standard	EN 1992-1-1:2004
Partial factor for concrete	$\gamma_c$	1,20		
Partial factor for reinforcing steel	$\gamma_s$	1,00		
Coefficient to take account of long term effects on the compressive strength	$\alpha_{cc}$	1,00		

### BENDING ULTIMATE LIMIT STATE [EN 1992-1-1:2004 SECTION 6.1]

Mechanical capacity of concrete	$U_0$	53400,0 kN	$A_{s1,req}$	34,23 cm <sup>2</sup>
Limit moment	$M_{lim}$	26733,4 mkN	$A_{s2,req}$	cm <sup>2</sup>
Required tension reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s1,cal}$	33,62 cm <sup>2</sup>		
Required compression reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s2,cal}$	- cm <sup>2</sup>	$A_{s1,pro}$	39,62 cm <sup>2</sup>
Mechanical minimum reinforcement [clause 9.2.1.1(1)]	$A_{s1,min}$	34,22 cm <sup>2</sup>	$A_{s2,pro}$	cm <sup>2</sup>
Mechanical maximum reinforcement [clause 9.2.1.1(3)]	$A_{s1,max}$	840,00 cm <sup>2</sup>		
Provided tension reinforcement - First layer	Bar diameter	Ø26		
	Bar spacing	200 mm		
Provided tension reinforcement - Second layer	Bar diameter	-		
	Bar spacing	- mm		
Provided compression reinforcement	Bar diameter	-		
	Bar spacing	- mm	$M_u$	2403,4 mkN <input type="checkbox"/> OK

### CRACK CONTROL SERVICEABILITY LIMIT STATE [EN 1992-1-1:2004 SECTION 7.3.4]

Limiting calculated crack width	$w_{max}$	0,20 mm		
Cover to the longitudinal reinforcement	c	55 mm		
Factor dependent on the duration of the load	$k_1$	0,4		
Coefficient which takes account of the bond properties	$k_1$	0,8		
Coefficient which takes account of the distribution of strain	$k_2$	0,5		
Coefficient for the calculation of the maximum crack spacing	$k_3$	3,4		
Coefficient for the calculation of the maximum crack spacing	$k_4$	0,425		
Design value of modulus of elasticity of reinforcing steel	$E_s$	200000 MPa		
Secant modulus of elasticity of concrete	$E_{cm}$	33346 MPa		
Effective modular ratio	$\alpha_e$	6,0		
Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement [referred to b-effective depth d]	$\rho$	0,00199		
Ratio of the neutral axis depth to the effective depth in cracked section at SLS	x/d	0,143		
Second moment of area of the uncracked concrete section	$I_1$	3,430E+07 cm <sup>4</sup>		
Second moment of area of the cracked concrete section	$I_2$	3,474E+06 cm <sup>4</sup>		
Effective mean value of the tensile strength of the concrete	$f_{ct,eff}$	3,0 MPa		
Cracking moment	$M_{cr}$	1481,7 mkN		
Stress in the tension reinforcement assuming a cracked section	$\sigma_s$	16,8 MPa		
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcement	$A_{c,eff}$	0,24375 m <sup>2</sup>		
Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement [referred to effective area]	$\rho_p,eff$	0,016		
Maximum crack spacing	$s_{r,max}$	458 mm		
Difference between mean strain in the reinforcement and mean strain in the concrete between cracks	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,00005	$w_k$	0,02 mm <input type="checkbox"/> OK

### SHEAR ULTIMATE LIMIT STATE [EN 1992-1-1:2004 SECTION 6.2]

Mean compressive stress due to design axial load	$\alpha_{cp}$	0,00 MPa		
Angle between shear reinforcement and the beam axis	$\alpha$	90°		
Cross-sectional area of the shear reinforcement - provided	$(A_{sw/s})_{pro}$	18,85 cm <sup>2</sup> /m		
Member not requiring design shear reinforcement [clause 6.2.2]				
Size factor	k	1,39		
Design value for the shear resistance - minimum value	$V_{Rd,c,min}$	647,7 kN		
Design value for the shear resistance	$V_{Rd,c}$	772,1 kN	$V_{Rd}$	kN <input type="checkbox"/>
Member requiring design shear reinforcement [clause 6.2.3]				
Strength reduction factor for concrete cracked in shear	$v_1$	0,6		
Coefficient taking account of the state of the stress in the compression chord	$\alpha_{cw}$	1,00		
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for upper value of cot $\theta$	$V_{Rd,max,2.5}$	9943,4 kN		
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for lower value of cot $\theta$	$V_{Rd,max,1.0}$	14418,0 kN		
Adopted value of cot $\theta$	cot $\theta$	2,50		
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for adopted value of cot $\theta$	$V_{Rd,max,cot\theta}$	9943,4 kN		
Maximum longitudinal spacing for shear reinforcement	$s_{l,max}$	1,001 m		
Maximum transverse spacing for shear reinforcement	$s_{t,max}$	0,600 m		
Cross-sectional area of the shear reinforcement - minimum required	$(A_{sw/s})_{min}$	18,45 cm <sup>2</sup> /m		
Cross-sectional area of the shear reinforcement - maximum effective	$(A_{sw/s})_{max}$	89,96 cm <sup>2</sup> /m		
Cross-sectional area of the shear reinforcement - required by calculation	$(A_{sw/s})_{req}$	6,56 cm <sup>2</sup> /m	$V_{Rd}$	2083,8 kN <input type="checkbox"/> OK

## 12.5 VERIFICA DEI PALI DE SOSTEGNO

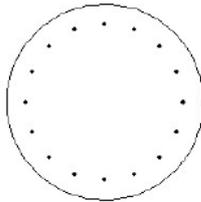
### 12.5.1 Dati di sezione

- Materiales

Tipo de hormigón : HR-32-ACC  
Tipo de acero : B-450-ACC  
fck (MPa) = 32.00  
fyk (MPa) = 480.00  
γ<sub>c</sub> = 1.20  
γ<sub>s</sub> = 1.00

- Sección

Sección : SECTION-0.80  
φ sección [m] = 0.80  
r [m] = 0.082  
n° barras = 16  
φ redondos [mm] = 20



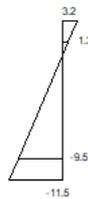
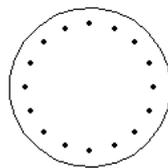
	Sección bruta	Sección homogeneizada
A [m²]	0.4970	0.532
I <sub>x</sub> [m⁴]	0.0197	0.0214
I <sub>y</sub> [m⁴]	0.0197	0.0214
i <sub>x</sub> [m]	0.20	0.20
i <sub>y</sub> [m]	0.20	0.20
x'g [m]	0.40	0.40
y'g [m]	0.40	0.40

	Sección fisurada
I <sub>x</sub> [m⁴]	0.0040
M <sub>fis</sub> [kN·m]	162.4
y'fis [m]	0.19

### 12.5.2 Verifica con sforzo massimo

φ [mm] = 20  
N<sub>d</sub> [kN] = 260.5  
M<sub>d</sub> [kN·m] = 630.5

N<sub>u</sub> [kN] = 316.0  
M<sub>u</sub> [kN·m] = 764.8  
γ = 1.21



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.176  
1/r [1/m] · 1.E-3 = 18.5  
e<sub>s</sub> · 1.E-3 = 3.2  
e<sub>i</sub> · 1.E-3 = -11.5

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

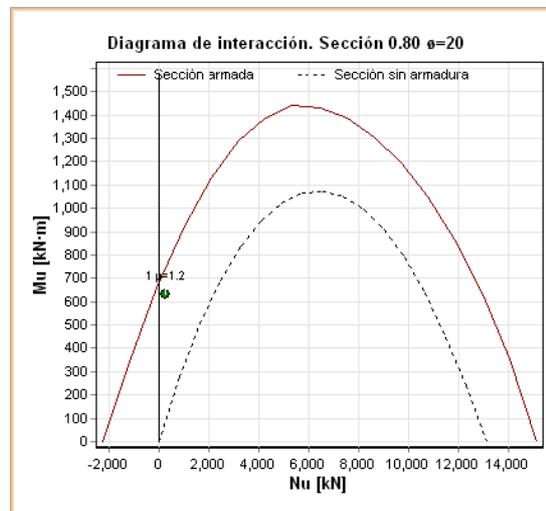
Profundidad [m]	Deformación · 1.E-3	Tensión [MPa]
0.107	1.3	-253.8
0.693	-9.5	450.0

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE  
SEZIONE STRETTA – TIPO 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
<b>NN1X</b>	<b>00</b>	<b>D 78</b>	<b>CLMU0000001</b>	<b>C</b>	<b>58 di 60</b>

Diagramma di interazione

x [m]	1/r [1/m] ·1.E-3	Nu [kN]	Mu [kN·m]
-9999.000	9.4	2261.9	0.0
0.104	16.3	1175.6	343.0
0.159	17.9	89.3	659.9
0.206	17.0	-997.0	922.7
0.260	13.5	-2083.4	1131.1
0.312	11.2	-3169.7	1289.3
0.363	9.6	-4256.0	1388.5
0.413	8.5	-5342.3	1438.9
0.460	7.6	-6428.7	1429.2
0.508	6.9	-7515.0	1384.6
0.559	6.3	-8601.3	1307.8
0.613	5.7	-9687.6	1197.7
0.671	5.2	-10774.0	1051.0
0.734	4.8	-11860.3	862.6
0.813	4.2	-12946.6	629.2
1.008	3.0	-14033.0	354.1
9999.000	0.9	-15119.3	0.0



Fattore di sicurezza

Punto	Nd [kN]	Md [kN·m]	$\gamma$
1	260.5	630.5	1.20

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE  
 SEZIONE STRETTA – TIPO 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CLMU0000001	C	59 di 60

### 12.5.3 Verifica del taglio

#### DESIGN FOR SHEAR ACCORDING TO EN1992-1-1

 Design shear force  $V_{Ed}$  **299,3 kN**

#### GEOMETRICAL / MECHANICAL PROPERTIES OF CROSS-SECTION

External diameter of the circular member	D	0,800 m
Nominal cover to transverse reinforcement	$c_{nom}$	60 mm
Type of transverse reinforcement		<b>Spiral links</b>
Diameter of transverse reinforcement	$\varnothing_w$	<b>Ø12</b>
Spacing of the transverse reinforcement along the length (stirrup spacing / pitch of spiral spacing)	$s_w$	0,150 m
Number of bars of the longitudinal reinforcement	$n_l$	32
Diameter of bars of the longitudinal reinforcement	$\varnothing_l$	Ø20
Characteristic compressive cylinder strength of concrete	$f_{ck}$	25 MPa
Characteristic yield strength of reinforcement	$f_{yk}$	450 MPa
Partial factor for concrete	$\gamma_c$	1,20
Partial factor for reinforcing steel	$\gamma_s$	1,00
Mean compressive stress due to design axial load	$\sigma_{cp}$	0,00 MPa

#### INTERMEDIATE CALCULATIONS

Overall width of cross-section	b	0,640 m
Effective depth of cross-section	d	0,640 m
Radius of stirrups	$r_{sw}$	0,334 m
Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement [referred to b-effective depth d]	$\rho$	0,0123
Cross-sectional area of the shear reinforcement - provided	$(A_{sw/s})_{pro}$	15,08 cm <sup>2</sup> /m
Effectiveness factor for circular sections	$\lambda_1$	0,85
Effectiveness factor for spiral links	$\lambda_2$	1,00

#### SHEAR ULTIMATE LIMIT STATE [EN 1992-1-1:2004 SECTION 6.2]

##### Member not requiring design shear reinforcement [clause 6.2.2]

Size factor	k	1,56
Design value for the shear resistance - minimum value	$V_{Rd,c min}$	139,5 kN
Design value for the shear resistance	$V_{Rd,c}$	299,9 kN

##### Member requiring design shear reinforcement [clause 6.2.3]

Strength reduction factor for concrete cracked in shear	$v_1$	0,6
Coefficient taking account of the state of the stress in the compression chord	$\alpha_{cw}$	1,00
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for upper value of $\cot \theta$	$V_{Rd,max,2.5}$	1589,0 kN
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for lower value of $\cot \theta$	$V_{Rd,max,1.0}$	2304,0 kN
Adopted value of $\cot \theta$	$\cot \theta$	2,50
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for adopted value of $\cot \theta$	$V_{Rd,max,cot \theta}$	1589,0 kN
Maximum longitudinal spacing for shear reinforcement	$s_{l,max}$	0,480 m
Maximum transverse spacing for shear reinforcement	$s_{t,max}$	0,480 m
Cross-sectional area of the shear reinforcement - minimum required	$(A_{sw/s})_{min}$	8,39 cm <sup>2</sup> /m
Cross-sectional area of the shear reinforcement - maximum effective	$(A_{sw/s})_{max}$	36,15 cm <sup>2</sup> /m
Cross-sectional area of the shear reinforcement - required by calculation	$(A_{sw/s})_{req}$	6,81 cm <sup>2</sup> /m

 $V_{Rd}$  **299,9 kN**
 $V_{Rd}$  **602,4 kN** OK

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE  
 SEZIONE STRETTA – TIPO 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
<b>NN1X</b>	<b>00</b>	<b>D 78</b>	<b>CLMU0000001</b>	<b>C</b>	<b>60 di 60</b>

### 13 TABELLA DI INCIDENZA

Si allega nella tabella seguente il ripilogo della incidenza di ogni parte della sezione di muro verificata:

MURO TIPO 1			RIPERCUSSIONE PER METRO LINEARE	QUANTITÀ PER m <sup>3</sup>
PALO (INTERASSE 1.80 m)	ARMATURA VERTICALE	16Ø20	171.0	
	ARMATURA TRASVERSALE	SPIRALE Ø12 – 150	16.9	
			<b>SUBTOTALE kg / m</b>	<b>187.9</b>
				<b>kg / m3 CALCESTRUZZO 96.1</b>
TRAVE INFERIORE	ARMATURA LONGITUDINALE INTERNA	4Ø16	7.0	
	ARMATURA LONGITUDINALE ESTERNA	4Ø24	15.6	
	ARMATURA TRASVERSALE	2 STØ12-450	13.1	
			<b>SUBTOTALE kg / m</b>	<b>35.6</b>
				<b>kg / m3 CALCESTRUZZO 37.1</b>
MURO	ARMATURA VERTICALE INTERNA	Ø16 - 150	54.6	
	ARMATURA VERTICALE ESTERNA	Ø16 - 150	54.6	
	ARMATURA LONGITUDINALE INTERNA	Ø16 - 150	38.2	
	ARMATURA LONGITUDINALE ESTERNA	Ø16 - 150	38.2	
	LEGATURE	Ø6 - 300 x 300	6.5	
			<b>SUBTOTALE kg / m</b>	<b>192.1</b>
				<b>kg / m3 CALCESTRUZZO 70.9</b>
TESTA DEL MURO	ARMATURA LONGITUDINALE INTERNA	7Ø16	12.2	
	ARMATURA LONGITUDINALE ESTERNA	7Ø26	32.1	
	ARMATURA TRASVERSALE	2 STØ12-300 + CTØ12-300	33.3	
	ARMATURA SUPERFICIALE	4Ø16	6.3	
			<b>SUBTOTALE kg / m</b>	<b>83.9</b>
				<b>kg / m3 CALCESTRUZZO 40.0</b>
			<b>TOTALE kg / m</b>	<b>499.5</b>
				<b>TOTALE kg / m<sup>3</sup> 64.7</b>

NOTA:

- LATO INTERNO = LATO FERROVIA

 - VOLUME DI CALCESTRUZZO TOTALE: 7.72 m<sup>3</sup>/m

Nota:

- Si è considerato nella armatura longitudinale le incidenze maggiorate del 10% per tenere conto delle sovrapposizioni e delle piegature.

- Il resto della armatura la misura e quella reale senza maggiorazione.