

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 LARGA - TIPO 2

SCALA:

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

N
N
1
X
0
0
D
7
8
C
L
M
U
0
0
0
0
0
0
0
0
2
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 ITALFERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Direzione Generale UO Infrastrutture Sud Prof. Ing. Dante Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10876
		I. Trullàs Tugues						
B	EMISSIONE ESECUTIVA	E. Pasquali	Ottobre 2020	G. Ficorella	Ottobre 2020	M. D'Avino	Ottobre 2020	
		I. Trullàs Tugues						
C	EMISSIONE ESECUTIVA	E. Pasquali	Gennaio 2021	G. Ficorella	Gennaio 2021	M. D'Avino	Gennaio 2021	
		ITT / AHO						

File: NN1X.00.D.78.CL.MU0000.002.C.docx

n. Elab.:

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>INQUADRAMENTO DELL'OPERA.....</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>6</b>
3.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
3.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
3.2.1	<i>Geotecnica</i> .....	6
3.2.2	<i>Geologia</i> .....	6
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOTECNICO GENERALE.....</b>	<b>7</b>
4.1	UNITÀ GEOLOGICHE .....	7
4.2	UNITÀ GEOTECNICHE .....	12
4.3	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO .....	14
<b>5</b>	<b>SEZIONI ANALIZZATE.....</b>	<b>15</b>
<b>6</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO .....</b>	<b>16</b>
6.1	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA .....	16
6.2	CARICHI PERMANENTI E VARIABILI .....	16
6.3	URTO FERROVIARIO .....	24
6.4	AZIONE SISMICA.....	25
<b>7</b>	<b>MATERIALI UTILIZZATI.....</b>	<b>25</b>
<b>8</b>	<b>VERIFICHE AGLI STATI LIMITE .....</b>	<b>26</b>
8.1	VERIFICHE STRUTTURALI SLU.....	26
8.1.1	<i>Criteria di verifica delle sezioni in c.a.</i> .....	26
8.1.2	<i>Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione – pressoflessione.</i> .....	26
8.1.3	<i>Verifica agli stati limite ultimi a taglio.</i> .....	26
8.2	VERIFICHE STRUTTURALI SLE .....	28
8.2.1	<i>Fessurazione</i> .....	28
8.2.2	<i>Valori limite delle tensioni.</i> .....	29
<b>9</b>	<b>MODELLO DI CALCOLO .....</b>	<b>31</b>
9.1	CODICE DI CALCOLO .....	31
9.2	AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO .....	32
9.3	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE .....	32

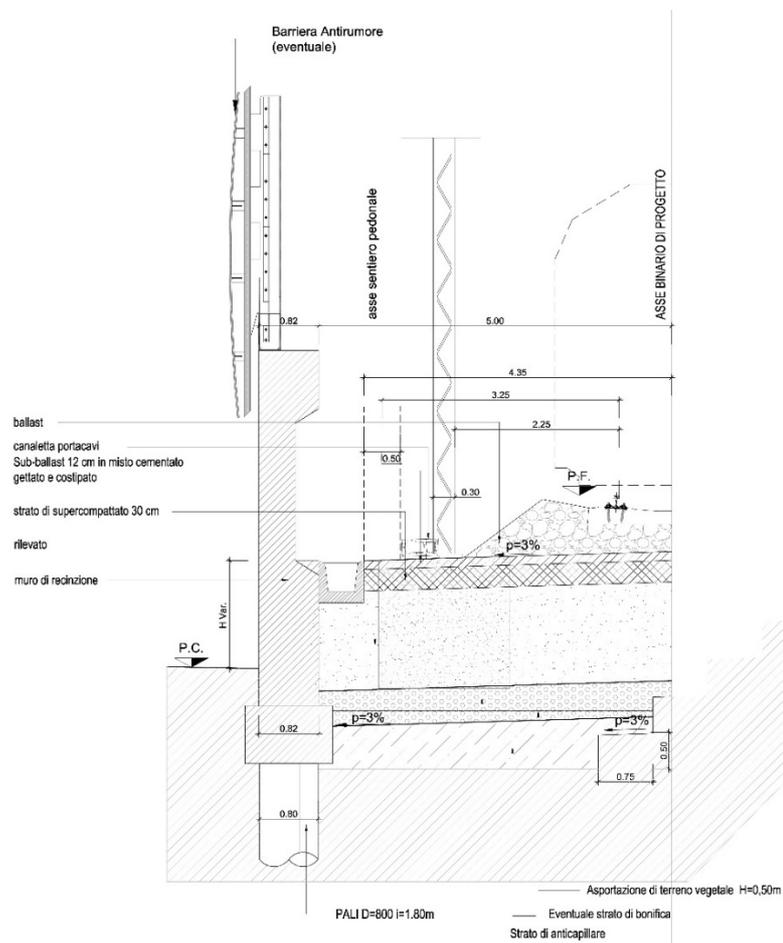
9.4	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI .....	33
9.5	CARICHI INDOTTI NEL MODELLO .....	33
9.5.1	<i>Carichi permanenti</i> .....	33
9.5.2	<i>Peso proprio del muro e della barriera</i> .....	33
9.5.3	<i>Spinte attive e passive del suolo</i> .....	34
9.5.4	<i>Sovrastuttura</i> .....	34
9.5.5	<i>Carichi variabili</i> .....	35
9.5.6	<i>Treno</i> .....	35
9.5.7	<i>Spinta del vento</i> .....	35
9.5.8	<i>Azione sismica</i> .....	37
9.5.9	<i>Azione statica equivalente dovuta all'accelerazione del muro e della barriera</i> .....	37
9.5.10	<i>Azione statica equivalente di sovraspinta del terreno</i> .....	38
9.5.11	<i>Urto ferroviario</i> .....	39
<b>10</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO.....</b>	<b>40</b>
<b>11</b>	<b>RISULTATI.....</b>	<b>42</b>
11.1	REAZIONI OTTENUTE IN TESTA AI PALI .....	42
11.2	REAZIONI OTTENUTE IN TESTA AI PALI VERIFICA STRUTTURALE TIPO 2 .....	42
11.3	REAZIONI OTTENUTE IN TESTA AI PALI VERIFICA GEOTECNICA TIPO 2 .....	44
11.4	REAZIONI OTTENUTE IN TESTA AI PALI VERIFICA STRUTTURALE TIPO 2A .....	45
11.5	REAZIONI OTTENUTE IN TESTA AI PALI VERIFICA GEOTECNICA TIPO 2A .....	47
11.6	VERIFICA DELLA STABILITÀ GEOTECNICA TIPO 2 (MEDIANTE METODO DI BROMS).....	47
11.6.1	<i>Verifica caso critico – Combinazione SLU_ECC1 (urto ferroviario) TIPO 2</i> .....	48
11.6.2	<i>Verifica con sisma trasversale dominante – Combinazione SLV_1 TIPO 2</i> .....	49
11.6.3	<i>Verifica con vento trasversale dominante – Combinazione STR_1 (GEO A2) TIPO 2</i> .....	50
11.7	VERIFICA DELLA STABILITÀ GEOTECNICA TIPO 2A (MEDIANTE METODO DI BROMS) .....	51
11.7.1	<i>Verifica caso critico – Combinazione SLU_ECC1 (urto ferroviario) TIPO 2A</i> .....	51
11.7.2	<i>Verifica con sisma trasversale dominante – Combinazione SLV_1 TIPO 2A</i> .....	52
11.7.3	<i>Verifica con vento trasversale dominante – Combinazione STR_1 (GEO A2) TIPO 2A</i> .....	53
11.8	VERIFICA STRUTTURALE DEL MURO TIPO 2 .....	54
11.8.1	<i>Diagrammi delle sollecitazioni</i> .....	54
11.8.2	<i>Dimensionamento dell'armatura Tipo 2</i> .....	60
11.1	VERIFICA STRUTTURALE DEL MURO TIPO 2A .....	65
11.1.1	<i>Diagrammi delle sollecitazioni</i> .....	65
11.1.2	<i>Dimensionamento dell'armatura</i> .....	72
11.2	VERIFICA DEI PALI DI SOSTEGNO TIPO 2.....	78

11.2.1	Dati di sezione Tipo 2.....	78
11.2.2	Verifica con sforzo massimo Tipo 2 .....	78
11.2.3	Verifica del taglio Tipo 2.....	80
11.3	VERIFICA DEI PALI DE SOSTEGNO TIPO 2A.....	81
11.3.1	Dati di sezione Tipo 2A .....	81
11.3.2	Determinazione dell'armatura necessaria Tipo 2A .....	81
11.3.3	Verifica del taglio Tipo 2A .....	83
<b>12</b>	<b>TABELLE DELLE INCIDENZE.....</b>	<b>84</b>
12.1	TIPO 2 .....	84
12.2	TIPO 2A.....	85

## 1 PREMESSA

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

In questo caso il muro è dimensionato per ospitare solamente una barriera antirumore, mentre il palo della TE verrà posizionato a terra. Nella figura seguente è possibile vedere una sezione tipo.



**Figura 1 – Sezione tipo: Sezione Larga – TIPO 2**

La suddetta opera consta di un paramento murario di spessore 0.82 m nella parte inferiore e superiore, mentre nella parte centrale ha uno spessore di 0.50 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. Complessivamente il muro presenta un'altezza di 5.0 m al di sopra della trave.

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.

A causa della presenza dei servizi interessati, esiste un modulo con una lunghezza di 10 m senza pile. Questa tipologia

viene studiata separatamente, definendo un modello aggiuntivo. Questa nuova tipologia è definita come tipo di muro 2a.

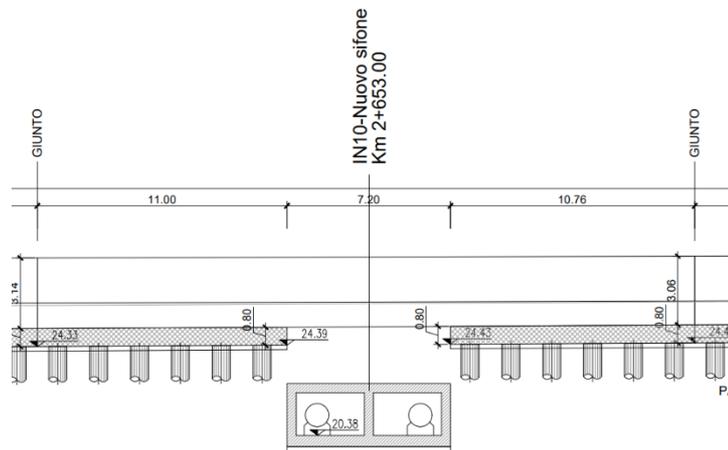


Figura 2 – TIPO 2a

## 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 3).

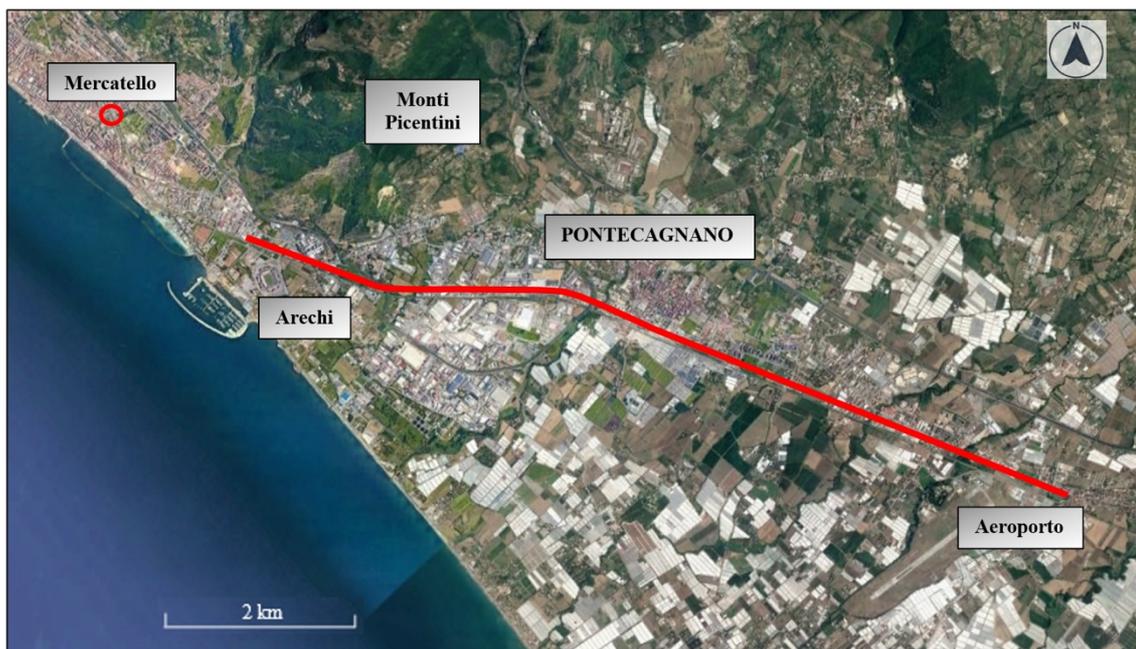


Figura 3 – Immagine aerea dell'area di Salerno e Pontecagnano. In rosso sono evidenziate le tratte oggetto di studio. (Google Earth).



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 TIPO 2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 002	C	6 di 85

### 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:

##### 3.2.1 Geotecnica

- [1] NN1X00D78RHGE0600001 - Relazione Geotecnica Generale
- [2] NN1X00D78L6GE0600001-6 - Profilo geotecnico di linea

##### 3.2.2 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 TIPO 2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 002	C	7 di 85

## 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 4 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).

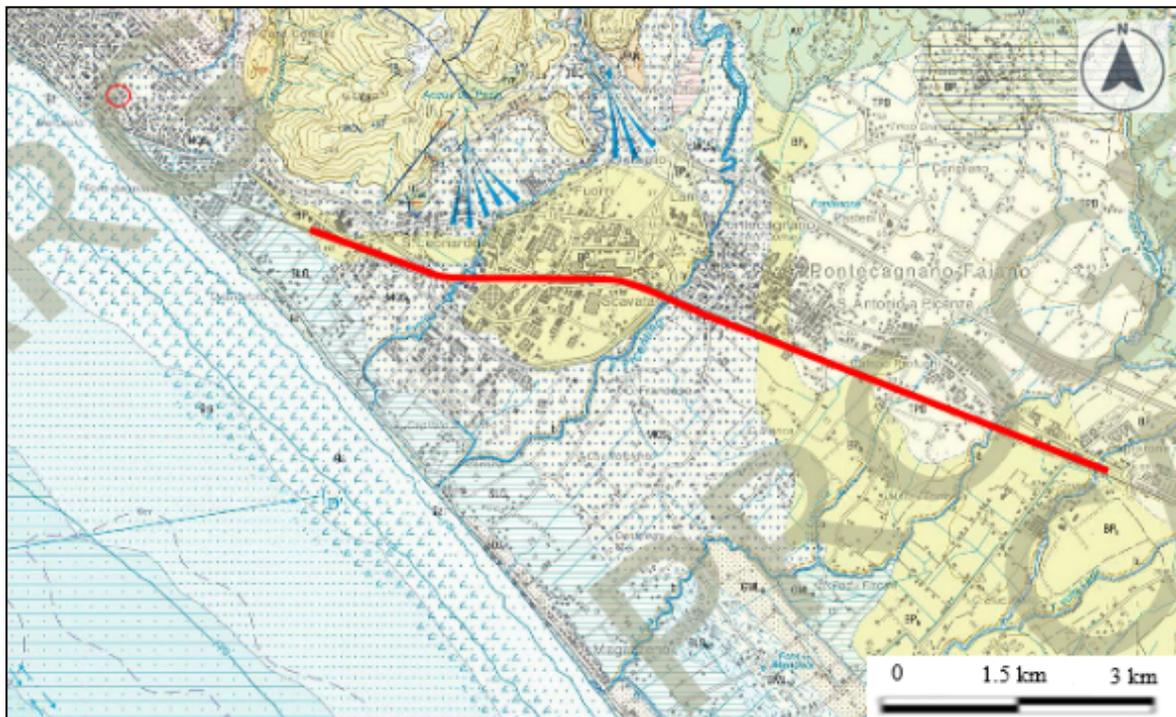


Figura 4 – Stralcio, non in scala, delle Carta Geologica, Foglio 467 “Salerno”, scala 1: 50.000, ISPRA.  
 Il tracciato oggetto di intervento è stato evidenziato in rosso.

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 morfo-crono-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 eolici, 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 vallecicole, 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 coni 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,

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 3, 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	Riporto, 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)

- 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: *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.

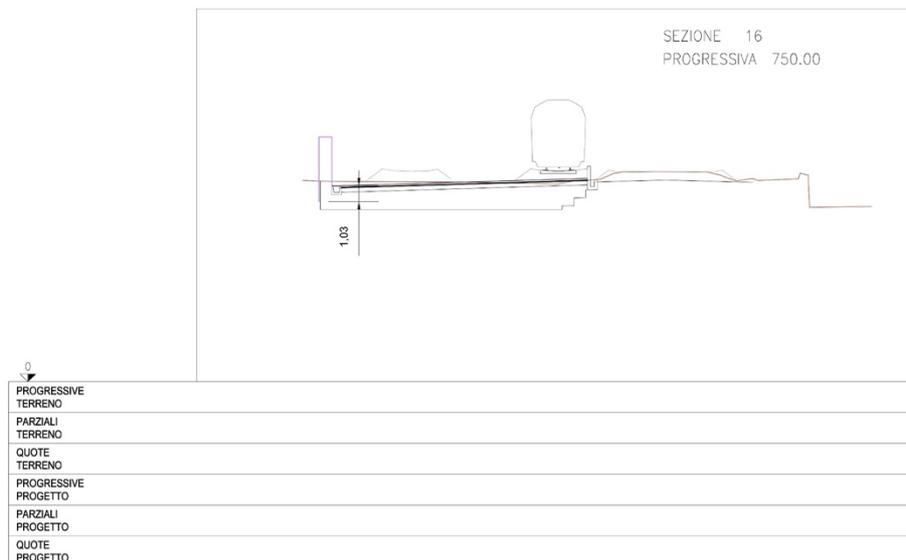
	Peso di volume naturale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni	Nspt caratteristico	Permeabilità
	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$C_u$ [kPa]	$E_0^{(1)}$ [MPa]	[colpi/30 cm]	$k$ [m/s]
<b>Riporto R</b>	18-20	31-33	-	-	100-150	5-25	Var.
<b>Argilla scarsa consistenza A1</b>	16-18	19-21	5-10	20-40	100-300 z<30 m	<5	5.6 E <sup>-08</sup>
<b>Argilla media consistenza A2</b>	18-20	19-23	10-20	70-120	300-400 z<30 m	5-40	5.6 E <sup>-08</sup>
<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 <sup>-06</sup>
<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 <sup>-06</sup>
<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 <sup>-06</sup>
<b>Sabbia Limosa SL</b>	18-20	26-30	0-5	-	200-400 z<36 m	15-30	1.2 E <sup>-07</sup> - 3.6 E <sup>-06</sup>
<b>Sabbia media S</b>	18-20	29-33	-	-	400-800 z<36 m	30-50	3.6 E <sup>-06</sup> - 1.4 E <sup>-05</sup>
<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 <sup>-05</sup> - 1.5 E <sup>-04</sup>

(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 MU01. 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. L'altezza complessiva del muro (compresa la trave di testa dei pali) è di 5.8 m.

### Sezione 16 – pk 0+750:



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	
SL	1.5	3.2	19	28	3	-	300	1.9 E-06
L1	3.2	8.5	18	23	3	35	142	3.5 E <sup>-06</sup>
L2	8.5	10	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 8.2 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 permanenti 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.

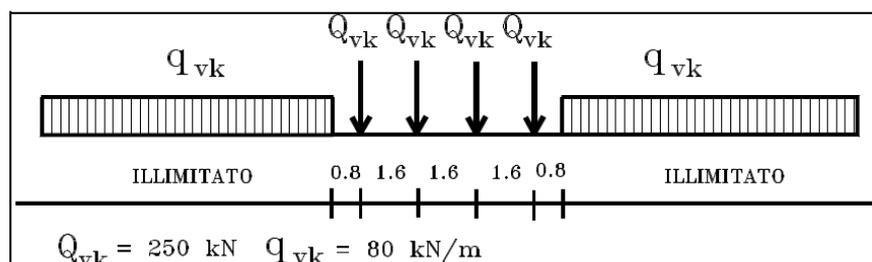
Il carico del treno di riferimento è il più gravoso tra LM71 e SW2.

#### 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 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.

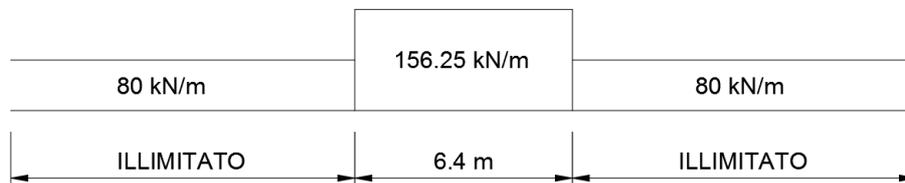
Il carico ferroviario equivalente per le opere in terra si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale del treno di carico più gravoso (LM71 §5.2.2.2.1 del DM 2018) per effetto delle traverse e del ballast secondo quanto previsto dalla norma EN 1991 – 2:2003/AC2010, punto 6.3.2.



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:

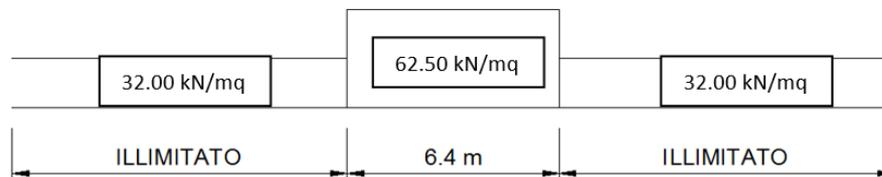
$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kN/m}$$



Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di:

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

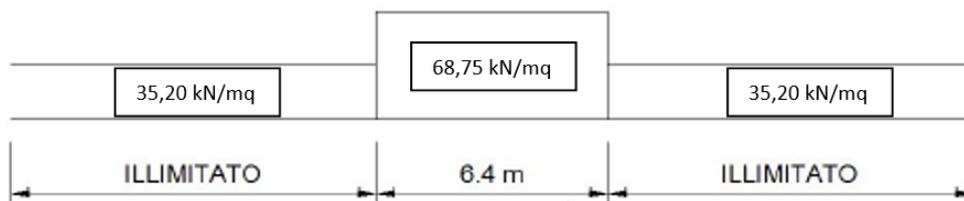
si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:



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

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE " $\alpha$ "
LM71	1,10
SW/0	1,10
SW/2	1,00

Tab. 2.5.1.4.1-1 Coefficiente " $\alpha$ "



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) 14.4kN/m
- Carico variabile Treno (uniformemente distribuito su una striscia di 2.50m) 68,75kN/m

### 6.2.2 Carico palo TE

Nel muro di tipo 2, questo carico non è dato perché non è contemplata l'installazione per un palo TE.

### 6.2.1 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.

### 6.2.2 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.

### 6.2.3 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.

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

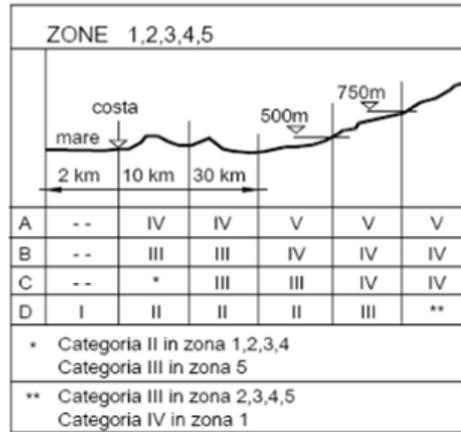


Tabella 1: definizione della categoria di esposizione

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	

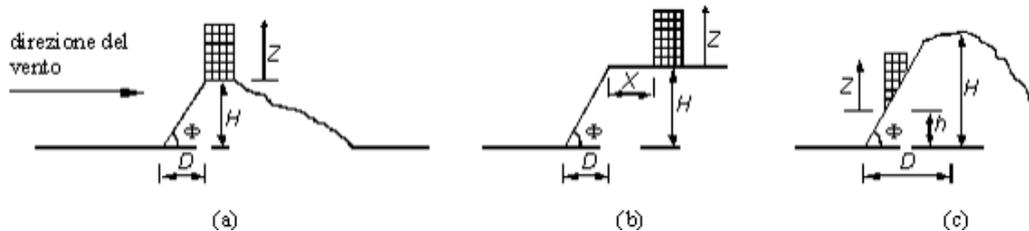
Tabella 3: Tabella per la determinazione dei parametri  $k_r$ ,  $z_0$  e  $z_{min}$  (cfr. NTC18)

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
- Coefficiente di esposizione ( $C_e$ ):



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 TIPO 2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 002	C	22 di 85

Altezza della barriera H10 + 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.

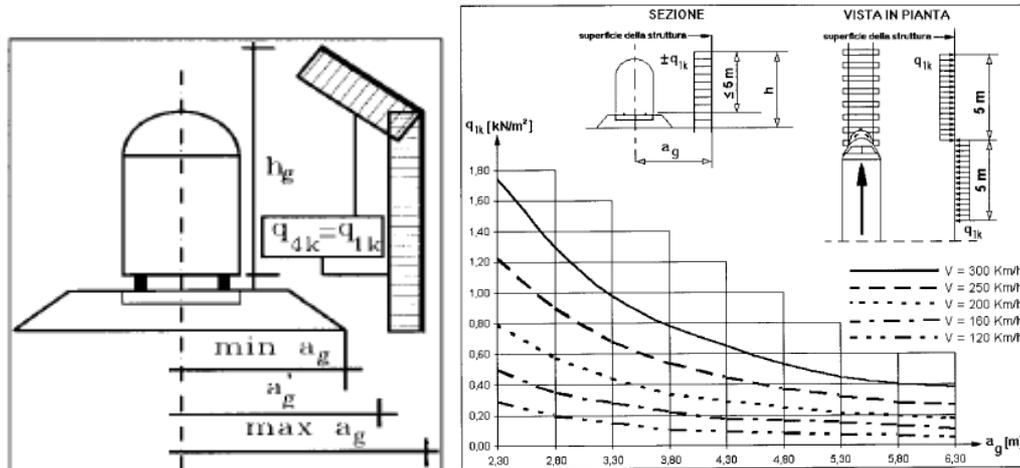


Figura 5: Grafico per la definizione della distanza min-max  $a_g$ , e valori caratteristici delle azioni  $q_{1k}$  su superfici verticali e parallele al binario

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

$$\text{Totale} = 1,82 \text{ kN/ m}^2$$

### 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.

## 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].

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: **C32/40**

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

### • ACCIAIO PER ARMATURE: **B450C**

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

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

Pali =	<b>XD2</b> Copiferro= 60 mm
Muri =	<b>XC4</b> Copiferro = 50 mm

## 8 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

### 8.1 VERIFICHE STRUTTURALI SLU

Le verifiche sono condotte nel rispetto di quanto dichiarato nell'istruttoria 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).

#### 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:

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

- 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;

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

$1 \leq \cot\theta \leq 2.5$  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:

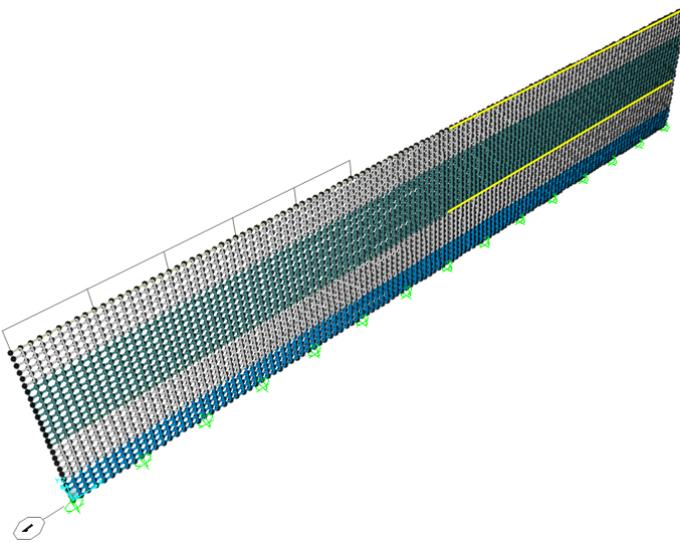
- Per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- Per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

**Tensioni di trazione nell'acciaio**

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

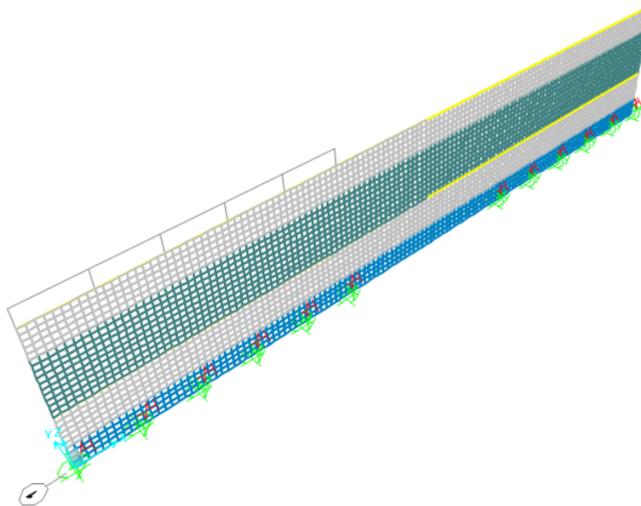
## 9 MODELLO DI CALCOLO

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



Modello di calcolo Tipo 2

Per la sezione tipo 2a viene definito il seguente modello di calcolo, con un totale di 6 + 6 pali.



### 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 ITALIA

	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 TIPO 2	COMMESSA <b>NN1X</b>	LOTTO <b>00</b>	CODIFICA <b>D 78</b>	DOCUMENTO <b>CL MU0000 002</b>	REV. <b>C</b>

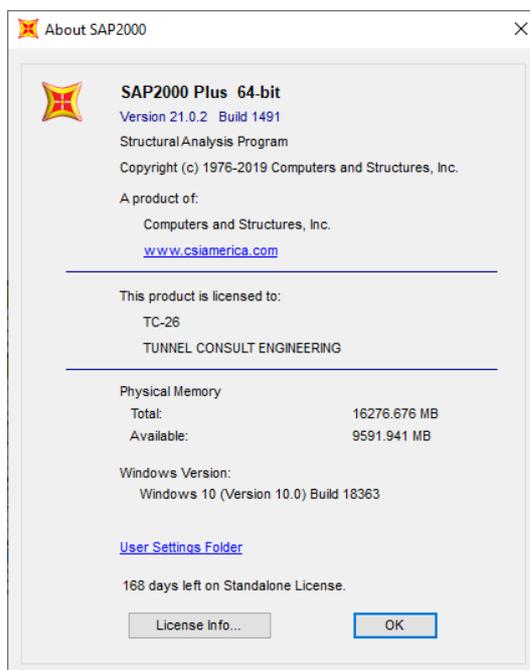
## 9.2 AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO

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.**

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.

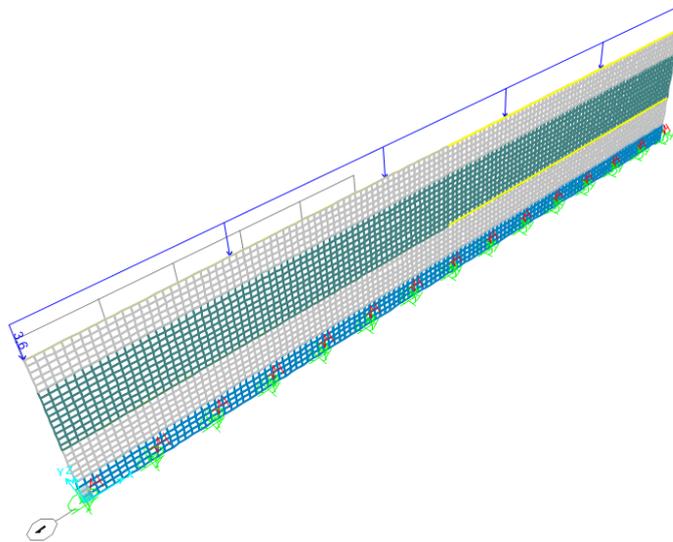
Gli stessi carichi sono utilizzati in entrambi i modelli di Tipo 2 e Tipo 2A.

## 9.5 CARICHI INDOTTI NEL MODELLO

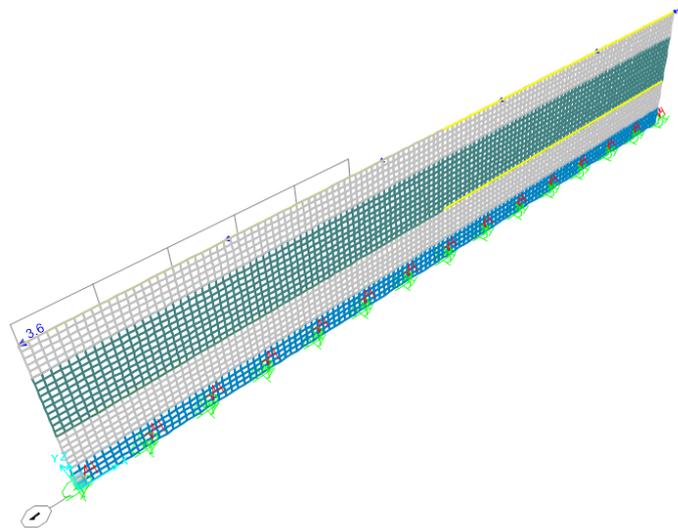
### 9.5.1 Carichi permanenti

### 9.5.2 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  $3.6 \text{ kN/m} \cdot 0.80 \text{ m} = 2.9 \text{ mkN/m}$



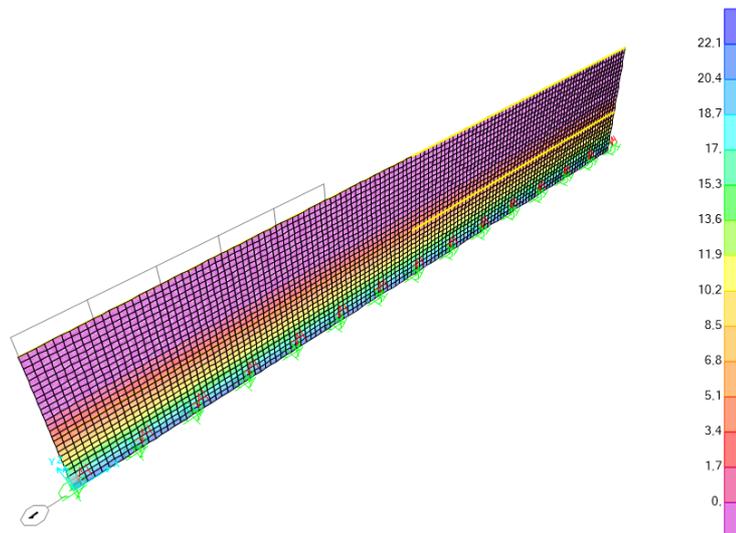
Forza equivalente al peso della barriera sotto carico DEAD\_BARRIERA (kN/m)



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

### 9.5.3 Spinte attive e passive del suolo

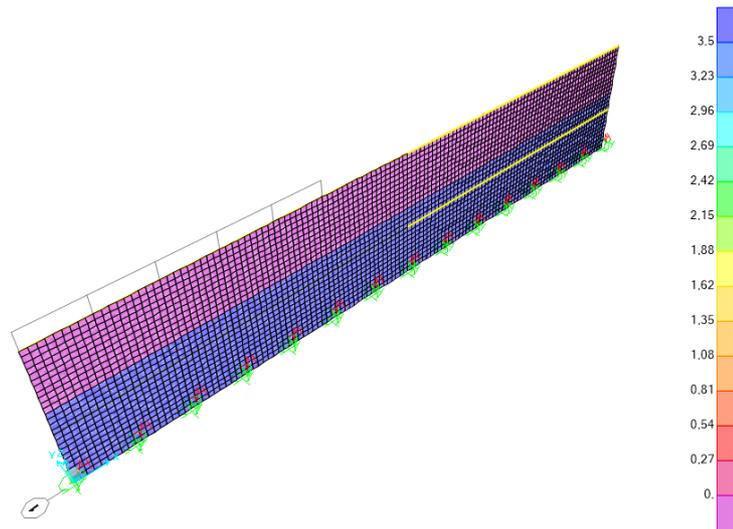
Le figure seguenti mostrano le spinte del suolo attive e passive ad altezze di 2.80 m e 1.30 m rispettivamente su entrambi i lati.



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

### 9.5.4 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>)

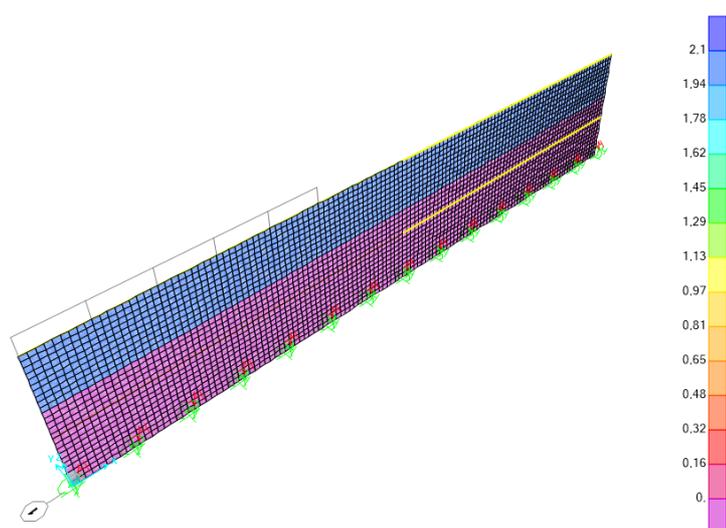
#### 9.5.5 Carichi variabili

#### 9.5.6 Treno

Essendo l'asse del binario più vicino a più di 4 m dal muro, il carico proiettato del treno è zero.

#### 9.5.7 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  $1.62 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.2 + 0.20 \text{ kN/m}^2 = 2.1 \text{ kN/m}^2$

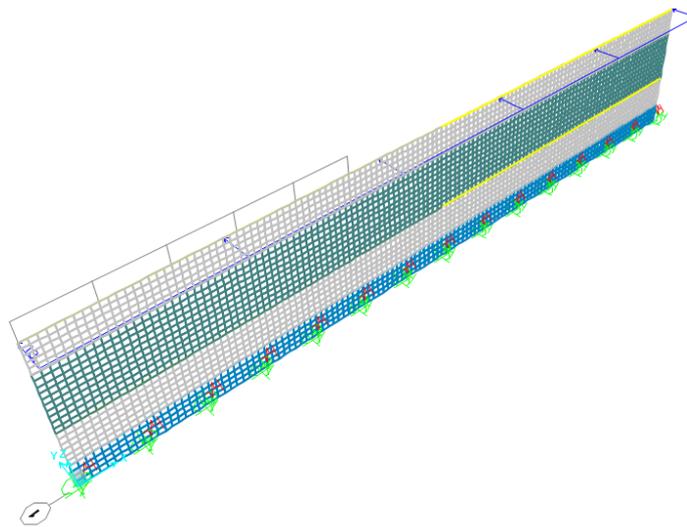


Pressione del vento all'interno del muro, caso di carico WIND (kN/m<sup>2</sup>)

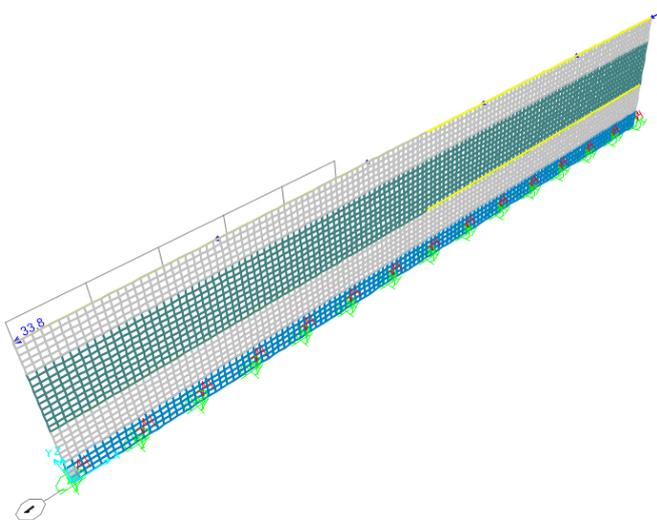
D'altra parte, l'effetto del vento sulla barriera, all'interno dello stesso caso di carico WIND, viene introdotto come forza e momento sulla corona del muro calcolati come:

- 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:



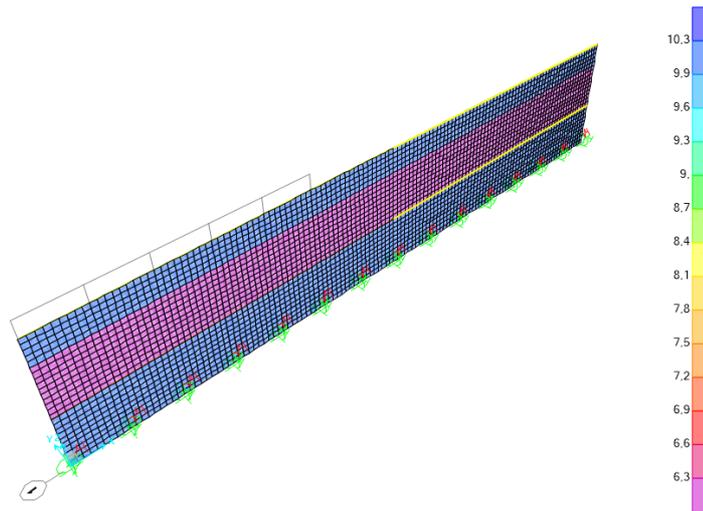
Forza trasmessa dall'azione del vento sulla corona del muro, all'interno del caso WIND (kN/m)



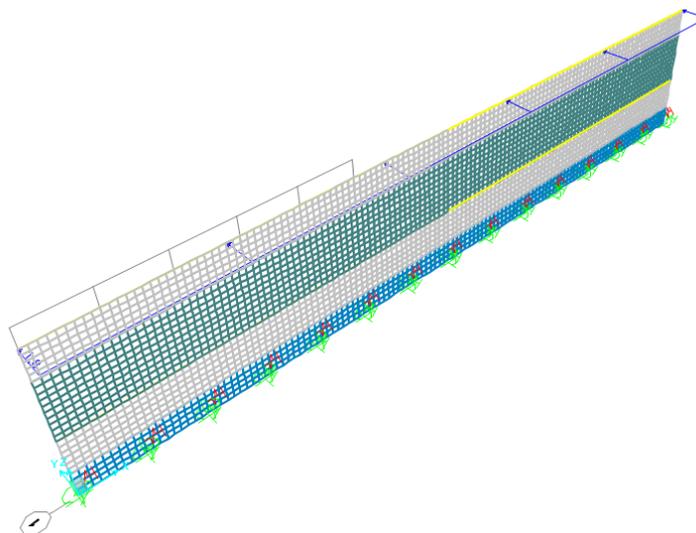
Momento trasmesso dall'azione del vento sulla corona del muro,, all'interno del caso WIND (mkN/m)

9.5.8 Azione sismica

9.5.9 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)

### 9.5.10 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  
 $\cos(\delta + \beta + \theta) = 1.00$

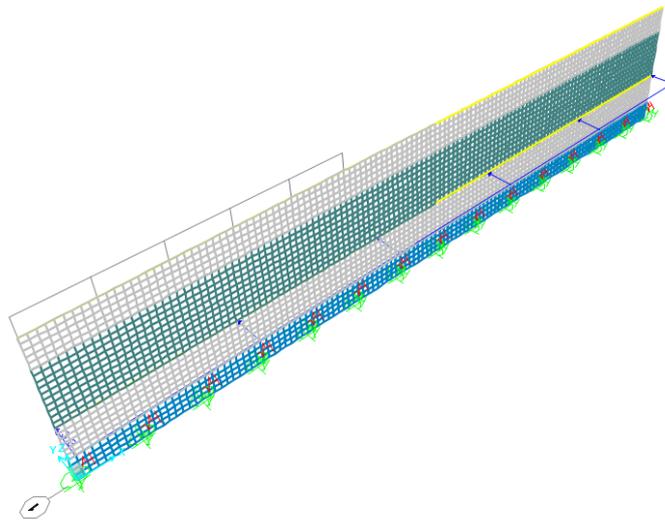
$\phi + \delta$  (rad)= 0.66  
 $\text{sen}(\phi + \delta) = 0.62$   
 $\phi - i - \theta$  (rad)= 0.58  
 $\text{sen}(\phi - i - \theta) = 0.55$   
 $\delta + \beta + \theta$  (rad)= 0.08  
 $\cos(\delta + \beta + \theta) = 1.00$   
 $i - \beta$  (rad)= 0.00  
 $\cos(i - \beta) = 1.00$

raiz= 0.58

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

**Kad= 0.28**

**Kad - Kae= 0.04**

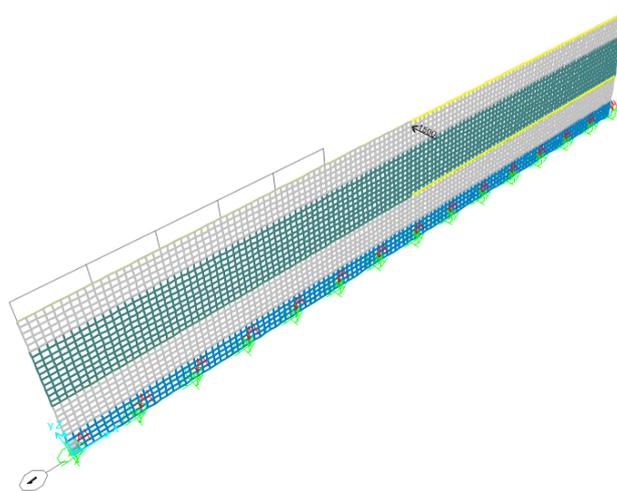


Sovraspinta sismica risultante 3.3 kN/m, caso di carico

SISMA\_TRAS\_M-O

### 9.5.11 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 tale carico trasversale.



Forza di 1500 kN dell'urto ferroviario

## 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):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

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

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

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
	DEAD_BARRIERA	1,35
	TRENO	1,2
	SOVRASTRUCTURA	1,5
	TERRENO_ACT	1,35
SLV_1 (SISMA)	DEAD	1
	DEAD_BARRIERA	1
	SISMA_TRAS	1
	SISMA_TRAS_M-O	1
	SOVRASTRUCTURA	1
	TERRENO_ACT	1
	TRENO	0,2
SLE (FREC)	DEAD	1
	DEAD_BARRIERA	1
	TERRENO_ACT	1
	WIND	0,8
	TRENO	0,8
	SOVRASTRUCTURA	1
TABLE: (Tab. 6.2.I)		
ComboName	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Unitless
GEO_(A2)	DEAD	1
	WIND	1,3
	DEAD_BARRIERA	1
	TRENO	1,04
	SOVRASTRUCTURA	1,3
	TERRENO_ACT	1

Tabella 4 - Combinazioni per il modello - SAP2000

## 11 RISULTATI

### 11.1 REAZIONI OTTENUTE IN TESTA AI PALI

Muro recinzione Sez Larga. H = 5.00 + 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 di 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\_1: 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.

### 11.2 REAZIONI OTTENUTE IN TESTA AI PALI VERIFICA STRUTTURALE TIPO 2

SLU\_ECC1. Combinazione accidentale con urto ferroviario. È la combinazione critica con effetto dimensionante per i pali di fondazione del muro.

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	-266,194	169,823	576,8614	0	0
2323	SLU_ECC_1	Combination	0	-313,551	169,7	630,5023	0	0
2358	SLU_ECC_1	Combination	0	-332,206	169,666	652,4528	0	0
2393	SLU_ECC_1	Combination	0	-313,551	169,7	630,5023	0	0
2428	SLU_ECC_1	Combination	0	-266,194	169,823	576,8614	0	0
2463	SLU_ECC_1	Combination	0	-206,901	170,089	512,3465	0	0
2469	SLU_ECC_1	Combination	0	-206,901	170,089	512,3465	0	0
2504	SLU_ECC_1	Combination	0	-147,711	170,581	450,6045	0	0
2539	SLU_ECC_1	Combination	0	-92,027	171,606	398,175	0	0
2574	SLU_ECC_1	Combination	0	-37,055	177,995	357,8506	0	0
2609	SLU_ECC_1	Combination	0	21,004	72,671	316,9524	0	0
3124	SLU_ECC_1	Combination	0	-147,711	170,581	450,6045	0	0
3159	SLU_ECC_1	Combination	0	-92,027	171,606	398,175	0	0
3646	SLU_ECC_1	Combination	0	-37,055	177,995	357,8506	0	0
3826	SLU_ECC_1	Combination	0	21,004	72,671	316,9524	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	-147,761	176,44	194,1426	0	0
2323	SLV_1	Combination	0	-148,763	176,242	195,3332	0	0
2358	SLV_1	Combination	0	-149,017	176,128	195,7331	0	0
2393	SLV_1	Combination	0	-148,763	176,077	195,3332	0	0
2428	SLV_1	Combination	0	-147,761	176,108	194,1426	0	0
2463	SLV_1	Combination	0	-145,301	176,312	192,2035	0	0
2469	SLV_1	Combination	0	-145,301	176,746	192,2035	0	0
2504	SLV_1	Combination	0	-140,273	177,126	189,623	0	0
2539	SLV_1	Combination	0	-131,345	177,557	186,5666	0	0
2574	SLV_1	Combination	0	-117,357	182,039	182,991	0	0
2609	SLV_1	Combination	0	-98,181	73,154	170,1475	0	0
3124	SLV_1	Combination	0	-140,273	176,911	189,623	0	0
3159	SLV_1	Combination	0	-131,345	178,606	186,5666	0	0
3646	SLV_1	Combination	0	-117,357	187,645	182,991	0	0
3826	SLV_1	Combination	0	-98,181	78,227	170,1475	0	0

STR\_1. (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_1(str)	Combination	0	-143,819	237,969	344,7858	0	0
2323	STR_1(str)	Combination	0	-144,52	237,815	346,6355	0	0
2358	STR_1(str)	Combination	0	-144,653	237,773	347,2466	0	0
2393	STR_1(str)	Combination	0	-144,52	237,815	346,6355	0	0
2428	STR_1(str)	Combination	0	-143,819	237,969	344,7858	0	0
2463	STR_1(str)	Combination	0	-141,652	238,314	341,6621	0	0
2469	STR_1(str)	Combination	0	-141,652	238,314	341,6621	0	0
2504	STR_1(str)	Combination	0	-136,564	238,975	337,2367	0	0
2539	STR_1(str)	Combination	0	-126,711	240,41	331,4603	0	0
2574	STR_1(str)	Combination	0	-110,29	249,536	323,8764	0	0
2609	STR_1(str)	Combination	0	-86,747	102,183	299,1366	0	0
3124	STR_1(str)	Combination	0	-136,564	238,975	337,2367	0	0
3159	STR_1(str)	Combination	0	-126,711	240,41	331,4603	0	0
3646	STR_1(str)	Combination	0	-110,29	249,536	323,8764	0	0
3826	STR_1(str)	Combination	0	-86,747	102,183	299,1366	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	-94,094	176,274	194,6938	0	0
2323	SLE	Combination	0	-94,595	176,159	195,7738	0	0
2358	SLE	Combination	0	-94,699	176,128	196,1317	0	0
2393	SLE	Combination	0	-94,595	176,159	195,7738	0	0
2428	SLE	Combination	0	-94,094	176,274	194,6938	0	0
2463	SLE	Combination	0	-92,639	176,529	192,882	0	0
2469	SLE	Combination	0	-92,639	176,529	192,882	0	0
2504	SLE	Combination	0	-89,335	177,018	190,3434	0	0
2539	SLE	Combination	0	-83,059	178,081	187,0827	0	0
2574	SLE	Combination	0	-72,741	184,842	182,8783	0	0
2609	SLE	Combination	0	-58,103	75,691	169,0567	0	0
3124	SLE	Combination	0	-89,335	177,018	190,3434	0	0
3159	SLE	Combination	0	-83,059	178,081	187,0827	0	0
3646	SLE	Combination	0	-72,741	184,842	182,8783	0	0
3826	SLE	Combination	0	-58,103	75,691	169,0567	0	0

### 11.3 REAZIONI OTTENUTE IN TESTA AI PALI VERIFICA GEOTECNICA TIPO 2

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	-116,284	176,274	294,3175	0	0
2323	STR(GEO)	Combination	0	-116,831	176,159	295,878	0	0
2358	STR(GEO)	Combination	0	-116,93	176,128	296,393	0	0
2393	STR(GEO)	Combination	0	-116,831	176,159	295,878	0	0
2428	STR(GEO)	Combination	0	-116,284	176,274	294,3175	0	0
2463	STR(GEO)	Combination	0	-114,549	176,529	291,6761	0	0
2469	STR(GEO)	Combination	0	-114,549	176,529	291,6761	0	0
2504	STR(GEO)	Combination	0	-110,425	177,018	287,9202	0	0
2539	STR(GEO)	Combination	0	-102,377	178,081	282,9915	0	0
2574	STR(GEO)	Combination	0	-88,896	184,842	276,4824	0	0
2609	STR(GEO)	Combination	0	-69,493	75,691	255,2943	0	0
3124	STR(GEO)	Combination	0	-110,425	177,018	287,9202	0	0
3159	STR(GEO)	Combination	0	-102,377	178,081	282,9915	0	0
3646	STR(GEO)	Combination	0	-88,896	184,842	276,4824	0	0
3826	STR(GEO)	Combination	0	-69,493	75,691	255,2943	0	0

#### 11.4 REAZIONI OTTENUTE IN TESTA AI PALI VERIFICA STRUTTURALE TIPO 2A

SLU\_ECC1. Combinazione accidentale con urto ferroviario. È la combinazione critica con effetto dimensionante per i pali di fondazione del muro.

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

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	-194,645	402,835	2375,6371	0	0
2428	SLU_ECC_1	Combination	0	-194,645	402,835	2375,6371	0	0
2463	SLU_ECC_1	Combination	0	-445,52	215,305	579,3522	0	0
2469	SLU_ECC_1	Combination	0	-445,52	215,305	579,3522	0	0
2504	SLU_ECC_1	Combination	0	-253,825	176,711	220,1131	0	0
2539	SLU_ECC_1	Combination	0	-249,682	165,52	140,676	0	0
2574	SLU_ECC_1	Combination	0	-51,699	164,455	46,2567	0	0
2609	SLU_ECC_1	Combination	0	-13,169	62,472	207,4839	0	0
3124	SLU_ECC_1	Combination	0	-253,825	176,711	220,1131	0	0
3159	SLU_ECC_1	Combination	0	-249,682	165,52	140,676	0	0
3646	SLU_ECC_1	Combination	0	-51,699	164,455	46,2567	0	0
3826	SLU_ECC_1	Combination	0	-13,169	62,472	207,4839	0	0

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	-119,001	418,353	872,4937	0	0
2428	SLV_1	Combination	0	-119,001	417,959	872,4937	0	0
2463	SLV_1	Combination	0	-302,236	223,243	240,8601	0	0
2469	SLV_1	Combination	0	-302,236	223,69	240,8601	0	0
2504	SLV_1	Combination	0	-202,629	183,491	99,993	0	0
2539	SLV_1	Combination	0	-255,247	171,24	67,7538	0	0
2574	SLV_1	Combination	0	-78,734	167,983	23,019	0	0
2609	SLV_1	Combination	0	-45,641	62,567	104,7545	0	0
3124	SLV_1	Combination	0	-202,629	183,272	99,993	0	0
3159	SLV_1	Combination	0	-255,247	172,288	67,7538	0	0
3646	SLV_1	Combination	0	-78,734	173,589	23,019	0	0
3826	SLV_1	Combination	0	-45,641	67,641	104,7545	0	0

STR\_1. (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_1(str)	Combination	0	-116,078	564,51	1566,2311	0	0
2428	STR_1(str)	Combination	0	-116,078	564,51	1566,2311	0	0
2463	STR_1(str)	Combination	0	-293,267	301,68	421,0701	0	0
2469	STR_1(str)	Combination	0	-293,267	301,68	421,0701	0	0
2504	STR_1(str)	Combination	0	-194,869	247,565	172,8619	0	0
2539	STR_1(str)	Combination	0	-242,612	231,881	116,8975	0	0
2574	STR_1(str)	Combination	0	-73,772	230,561	39,8529	0	0
2609	STR_1(str)	Combination	0	-42,031	87,89	181,5031	0	0
3124	STR_1(str)	Combination	0	-194,869	247,565	172,8619	0	0
3159	STR_1(str)	Combination	0	-242,612	231,881	116,8975	0	0
3646	STR_1(str)	Combination	0	-73,772	230,561	39,8529	0	0
3826	STR_1(str)	Combination	0	-42,031	87,89	181,5031	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	-75,874	418,156	882,4033	0	0
2428	SLE	Combination	0	-75,874	418,156	882,4033	0	0
2463	SLE	Combination	0	-191,954	223,466	238,4272	0	0
2469	SLE	Combination	0	-191,954	223,466	238,4272	0	0
2504	SLE	Combination	0	-127,846	183,382	98,0891	0	0
2539	SLE	Combination	0	-159,646	171,764	66,3522	0	0
2574	SLE	Combination	0	-48,718	170,786	22,6025	0	0
2609	SLE	Combination	0	-27,876	65,104	102,9023	0	0
3124	SLE	Combination	0	-127,846	183,382	98,0891	0	0
3159	SLE	Combination	0	-159,646	171,764	66,3522	0	0
3646	SLE	Combination	0	-48,718	170,786	22,6025	0	0
3826	SLE	Combination	0	-27,876	65,104	102,9023	0	0

## 11.5 REAZIONI OTTENUTE IN TESTA AI PALI VERIFICA GEOTECNICA TIPO 2A

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	-93,891	418,156	1338,0029	0	0
2428	STR(GEO)	Combination	0	-93,891	418,156	1338,0029	0	0
2463	STR(GEO)	Combination	0	-237,084	223,466	359,1101	0	0
2469	STR(GEO)	Combination	0	-237,084	223,466	359,1101	0	0
2504	STR(GEO)	Combination	0	-157,391	183,382	147,3215	0	0
2539	STR(GEO)	Combination	0	-195,72	171,764	99,6164	0	0
2574	STR(GEO)	Combination	0	-59,43	170,786	33,9709	0	0
2609	STR(GEO)	Combination	0	-33,803	65,104	154,7347	0	0
3124	STR(GEO)	Combination	0	-157,391	183,382	147,3215	0	0
3159	STR(GEO)	Combination	0	-195,72	171,764	99,6164	0	0
3646	STR(GEO)	Combination	0	-59,43	170,786	33,9709	0	0
3826	STR(GEO)	Combination	0	-33,803	65,104	154,7347	0	0

## 11.6 VERIFICA DELLA STABILITÀ GEOTECNICA TIPO 2 (MEDIANTE METODO DI BROMS)

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:

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

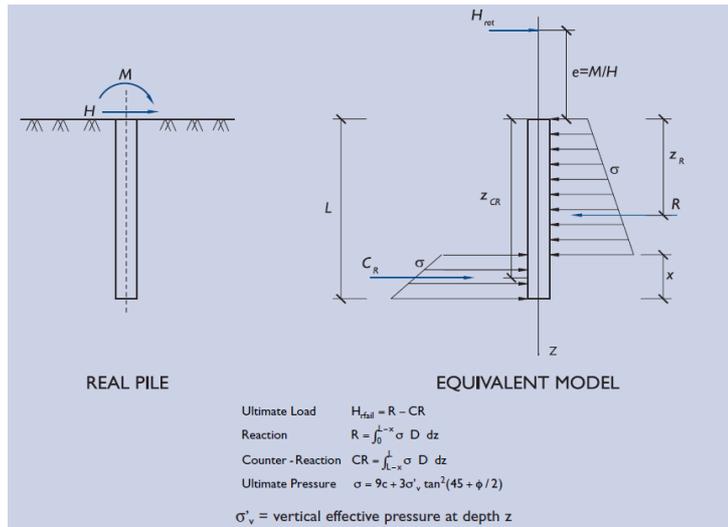
dove

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

11.6.1 Verifica caso critico – Combinazione SLU\_ECC1 (urto ferroviario) TIPO 2

DESIGN APPROACH 1 COMBINATION 1

Horizontal design load on a pile:	$H_{Ed} = 332,2$ kN
Height at which the load is applied:	$e = 1,96$ m
Diameter of pile:	$D = 0,80$ m
Buried length of pile:	$L = 7,25$ 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:	$\phi'_d = 23$ °
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		<b>1,65</b> m
	$s(z=0) = (9c + 3\gamma'_v \cdot \tan^2(45 + \phi'/2)) \cdot D =$	0,0 kN/m
	$s(z=L-x) = (9c + 3\gamma'_v \cdot \tan^2(45 + \phi'/2)) \cdot D =$	552,2 kN/m
	$s(z=L) = (9c + 3\gamma'_v \cdot \tan^2(45 + \phi'/2)) \cdot D =$	714,9 kN/m
Reaction	R	1546,0 kN
Height of Reaction	$z_R$	3,73 m
Counter-Reaction	CR	1045,6 kN
Height of Counter-Reaction	$z_{CR}$	6,46 m
Ultimate force:	$H_{fail}$	500,5 kN
Safety verification	$H_{fail} / H_{Ed}$	<b>1,51</b> <b>OK</b>

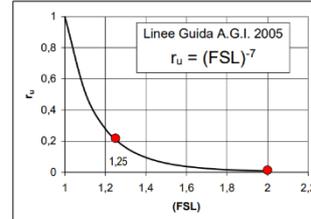
11.6.2 Verifica con sisma trasversale dominante – Combinazione SLV\_1 TIPO 2

$$\tan \phi' = (1-0.21) \cdot \tan (\phi) = (1-0.24) \cdot \tan (23^\circ) = 0.335 \Rightarrow \phi' = \text{atan} (0.335) \approx 19^\circ$$

$$\tan \phi^* = (1-r_u) \tan \phi' = (1-\Delta u/\sigma'_{vo}) \tan \phi'$$

$$r_u = \text{FSL}^{-7} = 0,21$$

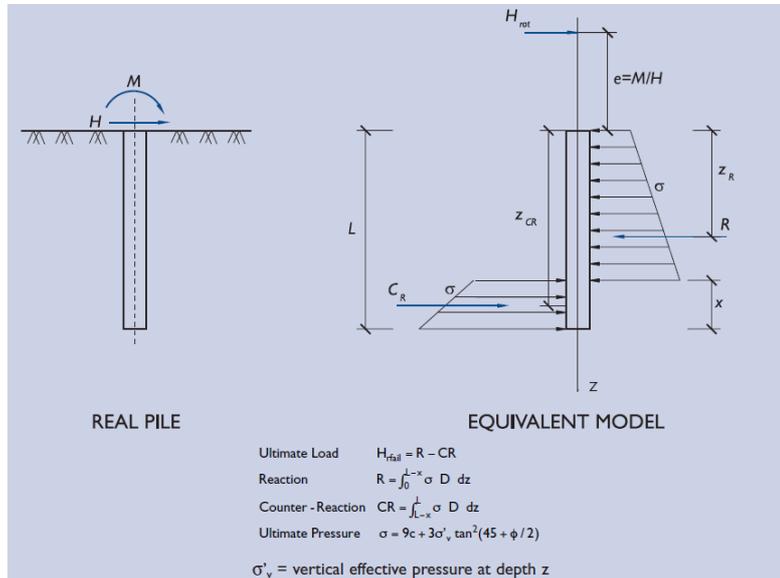
(Linee Guida AGI 2005)



DESIGN APPROACH 1 COMBINATION 1

Horizontal design load on a pile:  
 Height at which the load is applied:  
 Diameter of pile:  
 Buried length of pile:  
 Effective weight density of the soil  
 Characteristic angle of shearing resistance  
 Characteristic cohesion intercept in terms of effective stress  
 Safety factor  
 Design angle of shearing resistance  
 Design cohesion intercept in terms of effective stress

$H_{Ed}$	149,0	kN
$e$	1,31	m
$D$	0,80	m
$L$	5,20	m
$\gamma'$	18	kN/m <sup>3</sup>
$\phi_k$	23	°
$c_k$	0	kN/m <sup>2</sup>
$F_{min}$	1,50	
$\phi_d$	19	°
$c'd$	0	kN/m <sup>2</sup>



Moment equilibrium equation to solve x  
 x value

$$[(e + zR) \cdot R] / [(e + zCR) \cdot CR] = 1,00$$

$$x = 1,18 \text{ m}$$

$$s(z=0) = (9c + 3\gamma z \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D = 0,0 \text{ kN/m}$$

$$s(z=L-x) = (9c + 3\gamma z \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D = 341,3 \text{ kN/m}$$

$$s(z=L) = (9c + 3\gamma z \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D = 441,5 \text{ kN/m}$$

Reaction	R	686,1	kN
Height of Reaction	$z_R$	2,68	m
Counter-Reaction	CR	461,9	kN
Height of Counter-Reaction	$z_{CR}$	4,64	m

Ultimate force:  $H_{F_{all}} = 224,2 \text{ kN}$

Safety verification  $H_{F_{all}} / H_{Ed} = 1,50 \text{ OK}$

### 11.6.3 Verifica con vento trasversale dominante – Combinazione STR\_1 (GEO A2) TIPO 2

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

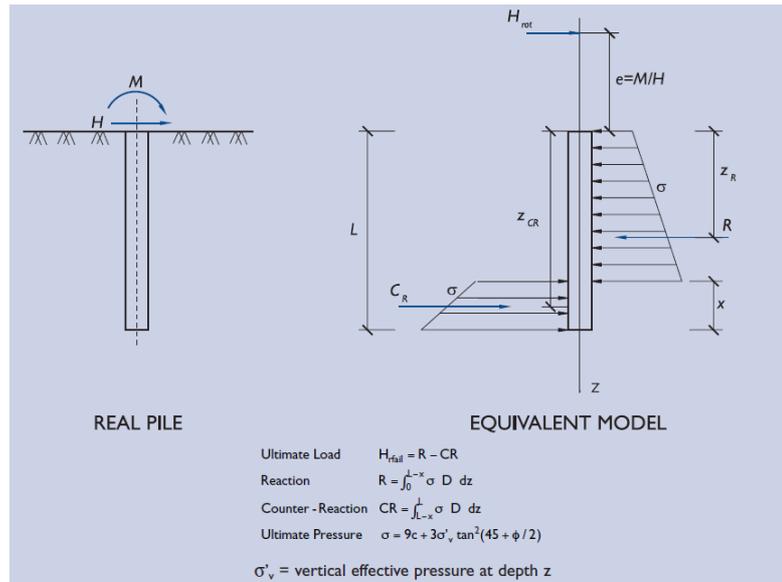
$$\tan \phi = \tan (23^\circ) = 0.424$$

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

#### DESIGN APPROACH 1 COMBINATION 1

Horizontal design load on a pile:  
 Height at which the load is applied:  
 Diameter of pile:  
 Buried length of pile:  
 Effective weight density of the soil  
 Characteristic angle of shearing resistance  
 Characteristic cohesion intercept in terms of effective stress  
 Safety factor  
 Design angle of shearing resistance  
 Design cohesion intercept in terms of effective stress

$H_{Ed}$	116,9	kN
$e$	2,53	m
$D$	0,80	m
$L$	5,15	m
$\gamma'$	18	kN/m <sup>3</sup>
$\phi_k$	23	°
$c_k$	0	kN/m <sup>2</sup>
$F_{min}$	1,50	
$\phi_d$	19	°
$c'd$	0	kN/m <sup>2</sup>



Moment equilibrium equation to solve x  
 x value

$$\frac{[(e + zR) \cdot R] - [(e + zCR) \cdot CR]}{x} = \mathbf{1,00}$$

$$s(z=0) = (9c + 3\gamma'_v \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D = 0,0 \text{ kN/m}$$

$$s(z=L-x) = (9c + 3\gamma'_v \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D = 332,8 \text{ kN/m}$$

$$s(z=L) = (9c + 3\gamma'_v \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D = 437,3 \text{ kN/m}$$

Reaction	R	652,4	kN
Height of Reaction	$z_R$	2,61	m
Counter-Reaction	CR	473,6	kN
Height of Counter-Reaction	$z_{CR}$	4,56	m
Ultimate force:	$H_{Fail}$	178,7	kN
Safety verification	$H_{Fail} / H_{Ed}$	1,53	OK

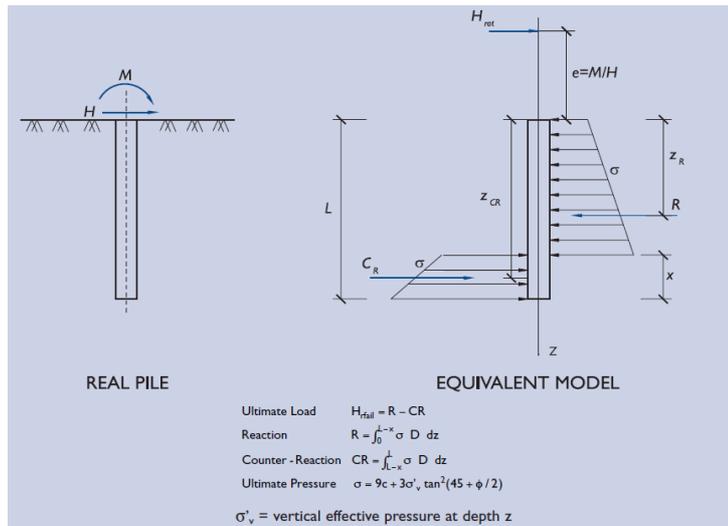
## 11.7 VERIFICA DELLA STABILITÀ GEOTECNICA TIPO 2A (MEDIANTE METODO DI BROMS)

### 11.7.1 Verifica caso critico – Combinazione SLU\_ECC1 (urto ferroviario) TIPO 2A

DESIGN APPROACH 1 COMBINATION 1

Horizontal design load on a pile:  
 Height at which the load is applied:  
 Diameter of pile:  
 Buried length of pile:  
 Effective weight density of the soil  
 Characteristic angle of shearing resistance  
 Characteristic cohesion intercept in terms of effective stress  
 Safety factor  
 Design angle of shearing resistance  
 Design cohesion intercept in terms of effective stress

$H_{ed}$	=	194,6	kN
$e$	=	12,21	m
$D$	=	0,80	m
$L$	=	8,20	m
$\gamma'$	=	18	kN/m <sup>3</sup>
$\phi'_k$	=	23	°
$c'_k$	=	0	kN/m <sup>2</sup>
$F_{min}$	=	1,00	
$\phi'_d$	=	23	°
$c'_d$	=	0	kN/m <sup>2</sup>



Moment equilibrium equation to solve x  
 x value

$$\frac{[(e + zR) \cdot R] / [(e + zCR) \cdot CR]}{x} = \mathbf{1,00}$$

x = **2,15** m

$$s(z=0) = (9c + 3\gamma'z \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D = 0,0 \text{ kN/m}$$

$$s(z=L-x) = (9c + 3\gamma'z \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D = 596,5 \text{ kN/m}$$

$$s(z=L) = (9c + 3\gamma'z \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D = 808,6 \text{ kN/m}$$

Reaction	R	1804,0	kN
Height of Reaction	$z_R$	4,03	m
Counter-Reaction	CR	1511,2	kN
Height of Counter-Reaction	$z_{CR}$	7,18	m

Ultimate force:  $H_{trial} = 292,8$  kN

Safety verification  $H_{ed} / H_{trial} = \mathbf{1,50}$  **OK**

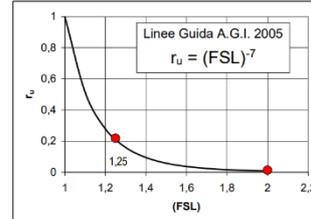
11.7.2 Verifica con sisma trasversale dominante – Combinazione SLV\_1 TIPO 2A

$$\tan \phi' = (1-0.21) \cdot \tan (\phi) = (1-0.24) \cdot \tan (23^\circ) = 0.335 \Rightarrow \phi' = \text{atan} (0.335) \approx 19^\circ$$

$$\tan \phi^* = (1-r_u) \tan \phi' = (1-\Delta u/\sigma'_{vo}) \tan \phi'$$

$$r_u = \text{FSL}^{-7} = 0,21$$

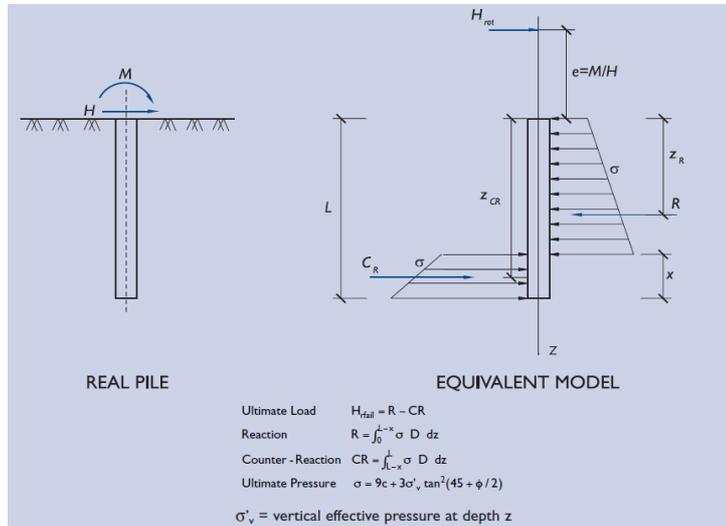
(Linee Guida AGI 2005)



DESIGN APPROACH 1 COMBINATION 1

Horizontal design load on a pile:  
 Height at which the load is applied:  
 Diameter of pile:  
 Buried length of pile:  
 Effective weight density of the soil  
 Characteristic angle of shearing resistance  
 Characteristic cohesion intercept in terms of effective stress  
 Safety factor  
 Design angle of shearing resistance  
 Design cohesion intercept in terms of effective stress

$H_{ed}$	119,0	kN
$e$	7,33	m
$D$	0,80	m
$L$	6,40	m
$\gamma'$	18	kN/m <sup>3</sup>
$\phi'_k$	23	°
$c'_k$	0	kN/m <sup>2</sup>
$F_{red}$	1,50	
$\phi'_d$	19	°
$c'_d$	0	kN/m <sup>2</sup>



Moment equilibrium equation to solve x  
 x value

$$[(e + zR) \cdot R] / [(e + zCR) \cdot CR] = 1,00$$

x = 1,64 m

$$s(z=0) = (9c + 3\gamma' \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D = 0,0 \text{ kN/m}$$

$$s(z=L-x) = (9c + 3\gamma' \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D = 403,8 \text{ kN/m}$$

$$s(z=L) = (9c + 3\gamma' \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D = 543,4 \text{ kN/m}$$

Reaction  
 Height of Reaction  
 Counter- Reaction  
 Height of Counter- Reaction

R	960,2	kN
$z_R$	3,17	m
CR	778,7	kN
$z_{CR}$	5,62	m

Ultimate force:

$H_{fail} = 181,5$  kN

Safety verification

$H_{fail} / H_{ed} = 1,53$  OK

### 11.7.3 Verifica con vento trasversale dominante – Combinazione STR\_1 (GEO A2) TIPO 2A

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

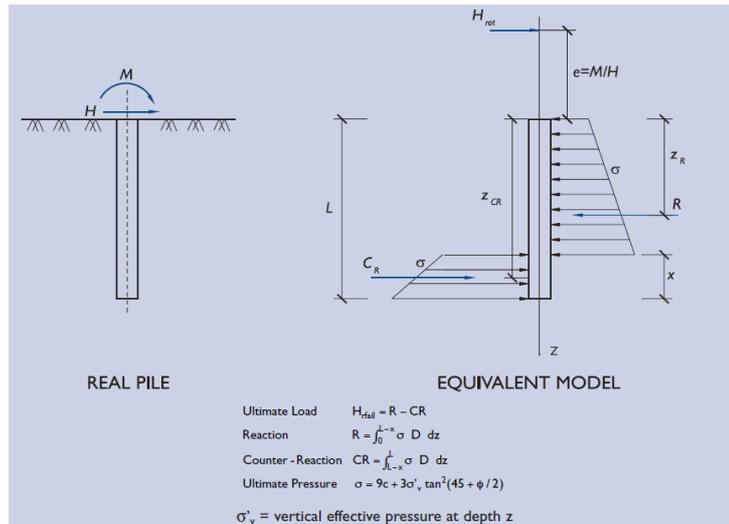
$$\tan \phi = \tan (23^\circ) = 0.424$$

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

#### DESIGN APPROACH 1 COMBINATION 1

Horizontal design load on a pile:  
 Height at which the load is applied:  
 Diameter of pile:  
 Buried length of pile:  
 Effective weight density of the soil  
 Characteristic angle of shearing resistance  
 Characteristic cohesion intercept in terms of effective stress  
 Safety factor  
 Design angle of shearing resistance  
 Design cohesion intercept in terms of effective stress

$H_{ed}$	93,9	kN
$e$	14,25	m
$D$	0,80	m
$L$	6,90	m
$\gamma'$	18	kN/m <sup>3</sup>
$\phi'_s$	23	°
$c'_s$	0	kN/m <sup>2</sup>
$F_{ms}$	1,50	
$\phi'_d$	19	°
$c'_d$	0	kN/m <sup>2</sup>



Moment equilibrium equation to solve x  
 x value

$$[(e + zR) \cdot R] / [(e + zCR) \cdot CR] = 1,00$$

$$x = 1,85 \text{ m}$$

$$s(z=0) = (9c + 3\gamma'z \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D = 0,0 \text{ kN/m}$$

$$s(z=L-x) = (9c + 3\gamma'z \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D = 428,5 \text{ kN/m}$$

$$s(z=L) = (9c + 3\gamma'z \cdot \tan^2(45 + \phi/2)) \cdot D = 585,9 \text{ kN/m}$$

Reaction  
 Height of Reaction  
 Counter-Reaction  
 Height of Counter-Reaction

R	1081,5	kN
$z_R$	3,36	m
CR	939,8	kN
$z_{CR}$	6,02	m

Ultimate force:

$H_{fail}$	141,7	kN
------------	-------	----

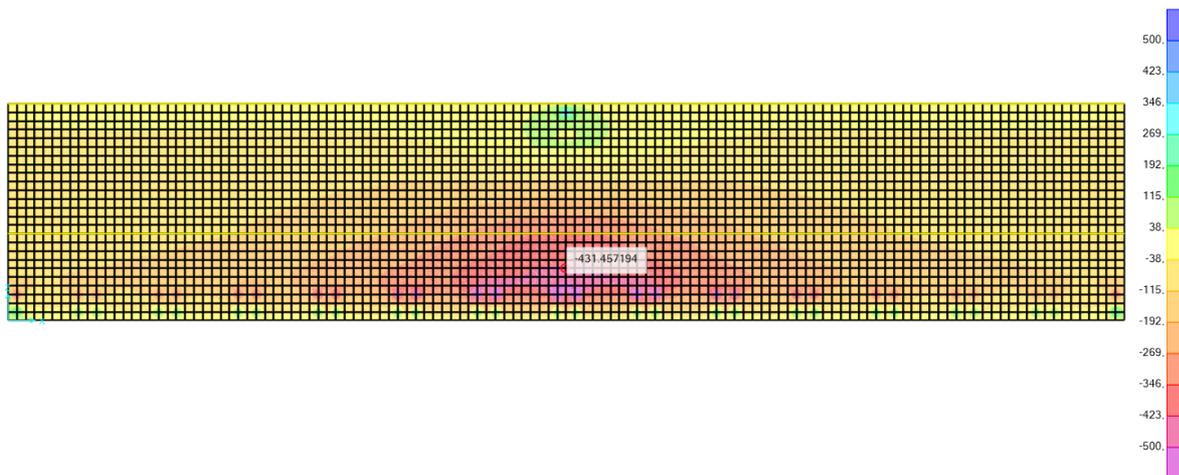
Safety verification

$H_{fail} / H_{ed}$	1,51	OK
---------------------	------	----

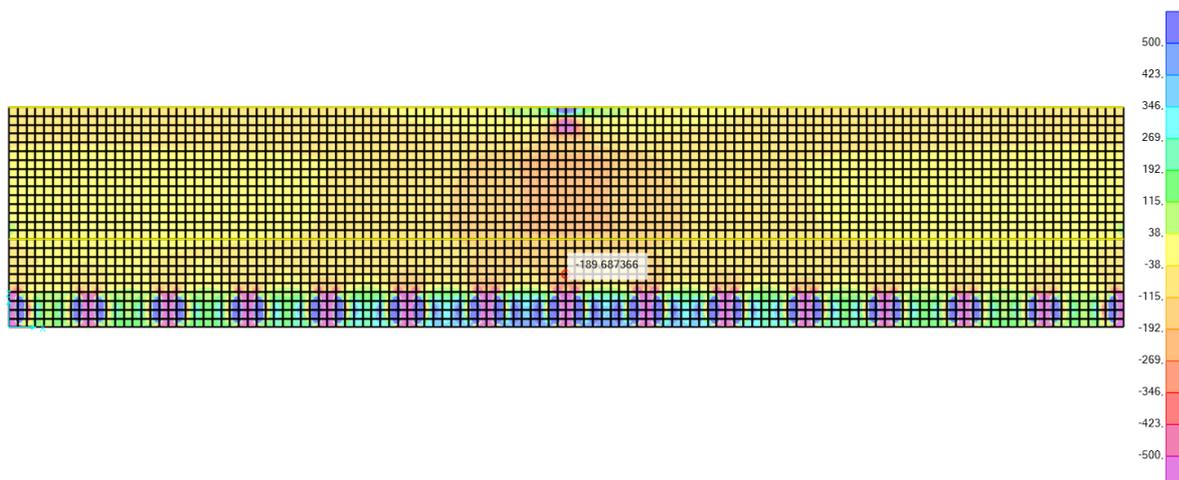
## 11.8 VERIFICA STRUTTURALE DEL MURO TIPO 2

### 11.8.1 Diagrammi delle sollecitazioni

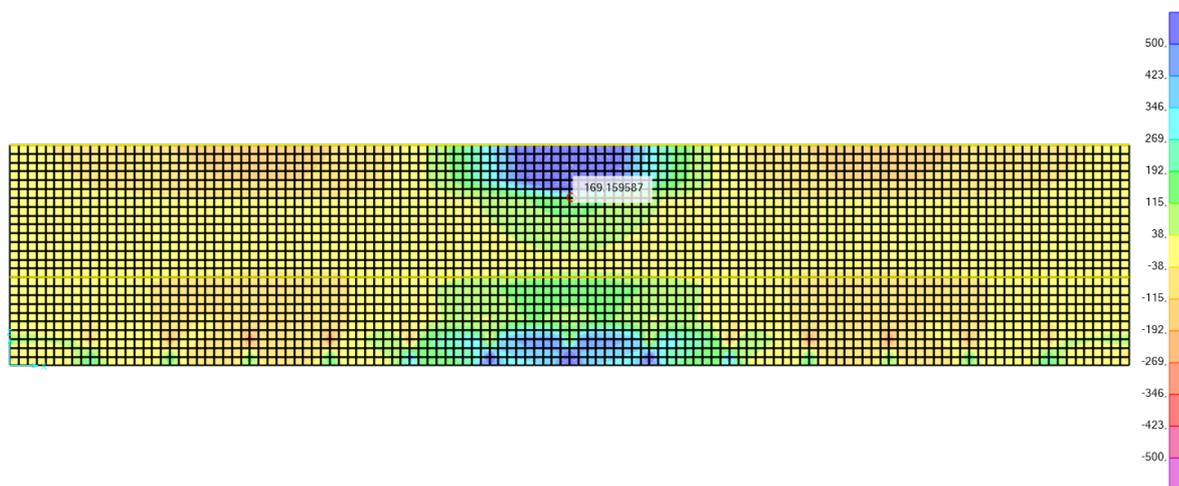
Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni ottenuti dal modello di calcolo in tutto il modello, per la combinazione di calcolo critica (SLU\_ECC1) in quanto come mostrato precedentemente le sollecitazioni alla testa del palo sono quelle critiche e che determina lo sforzo massimo di flessione e di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



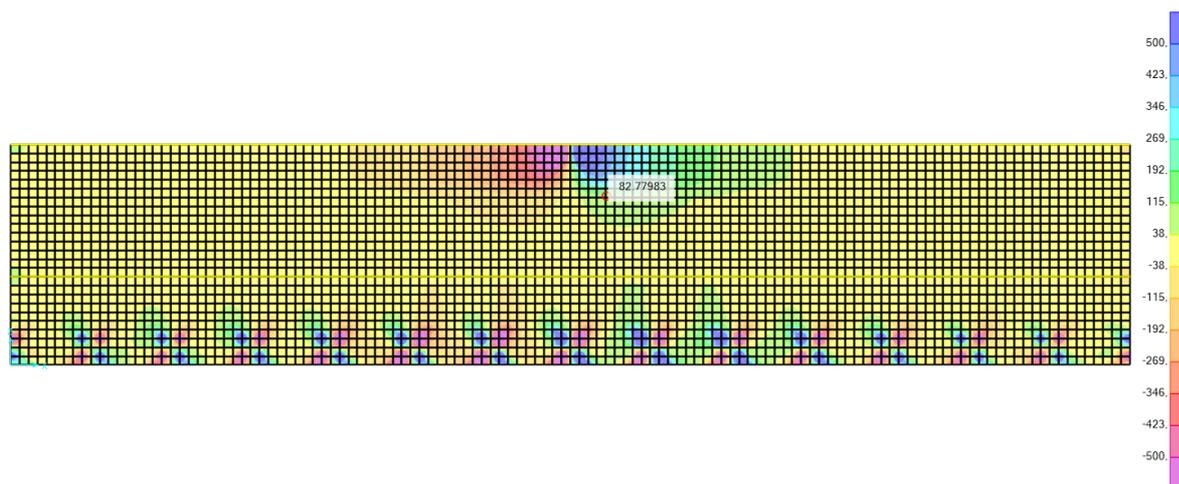
Momento flettente verticale  $M_{22}$  SLU\_ECC1 (mkN/m)



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

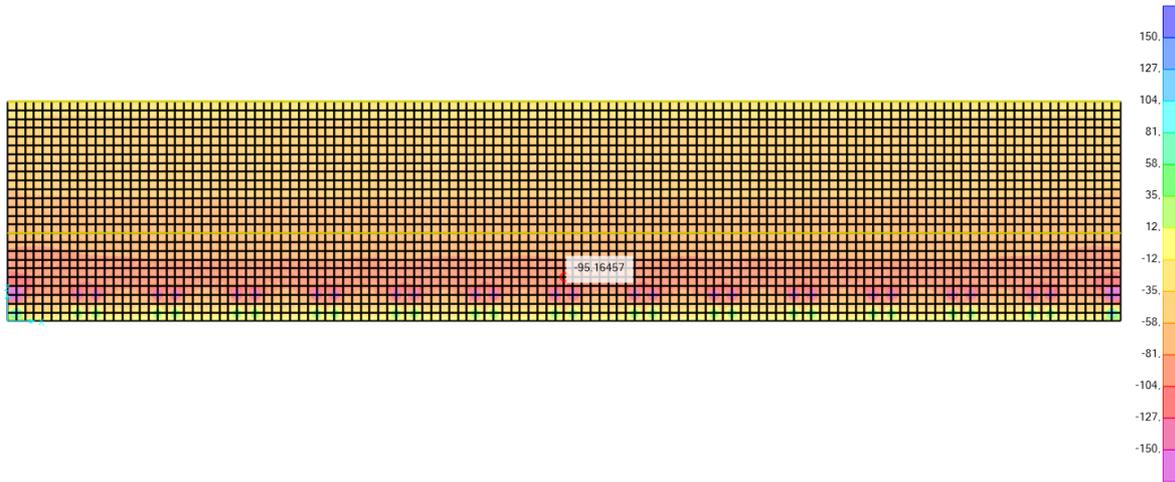


Momento flettente orizzontale  $M_{11}$  SLU\_ECC1 (mkN/m)



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

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



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

Sforzo totale nella trave superiore ('section cut')

**Section Cut Stresses & Forces** ✕

---

**Section Cutting Line**

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

---

**Resultant Force Location and Angle**

	X	Y	Z	Angle (X to 1)
	12,6	0,	4,5	0,

Include  Frames  Shells  Asolids  Planes  Solids  Links

---

**Integrated Forces**

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-5,5559	-708,5282	2,0562	5,5559	-708,5282	2,0562
Moment	251,0806	0,0683	1141,6018	251,0806	-0,0683	-1141,602

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

**Section Cut Stresses & Forces**

**Section Cutting Line**

	X	Y	Z
Start Point	12,6	0,	5,
End Point	12,6	0,	2,

**Resultant Force Location and Angle**

	X	Y	Z	Angle (X to 1)
	12,6	0,	3,5	0,

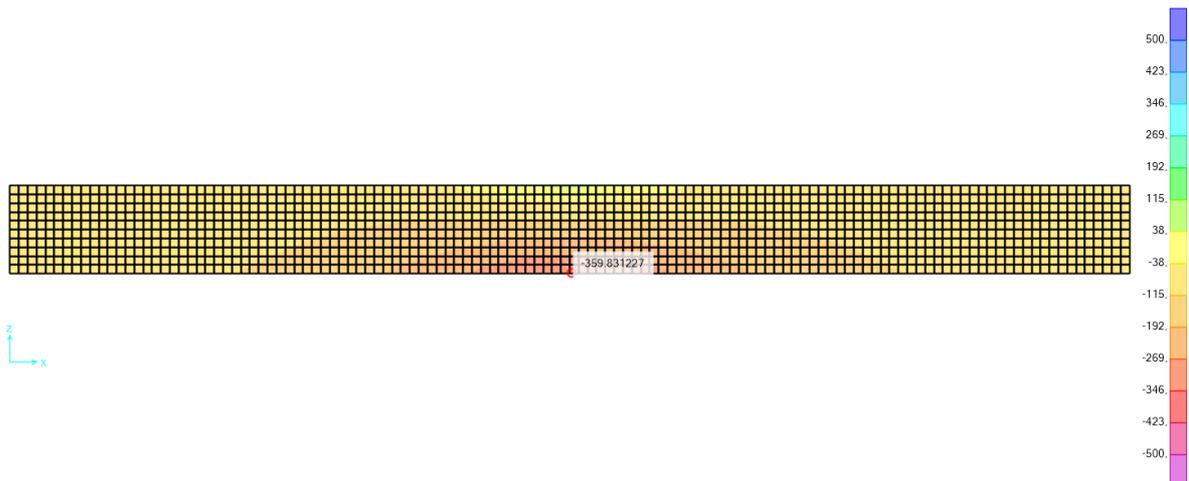
Include  Frames  Shells  Asolids  Planes  Solids  Links

**Integrated Forces**

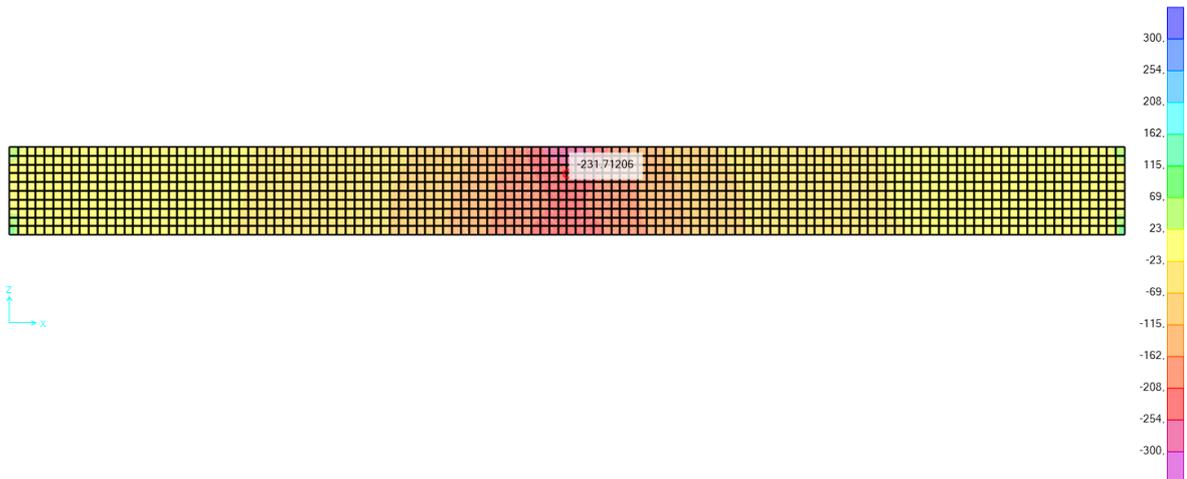
	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	131,3588	-3,806	11,138	-131,3588	-3,806	11,138
Moment	2,6224	65,8877	99,0065	2,6224	-65,8877	-99,0065

Buttons: Save Cut, Close, Refresh

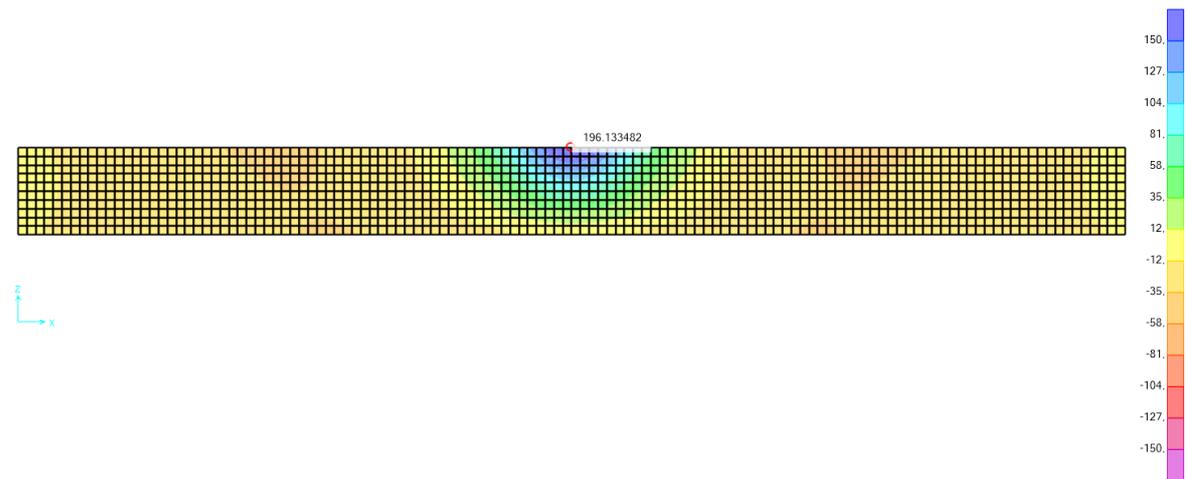
Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni ottenuti dal modello di calcolo in particolare per la sezione ridotta di 500 mm, per la combinazione di calcolo critica (SLU\_ECC1)



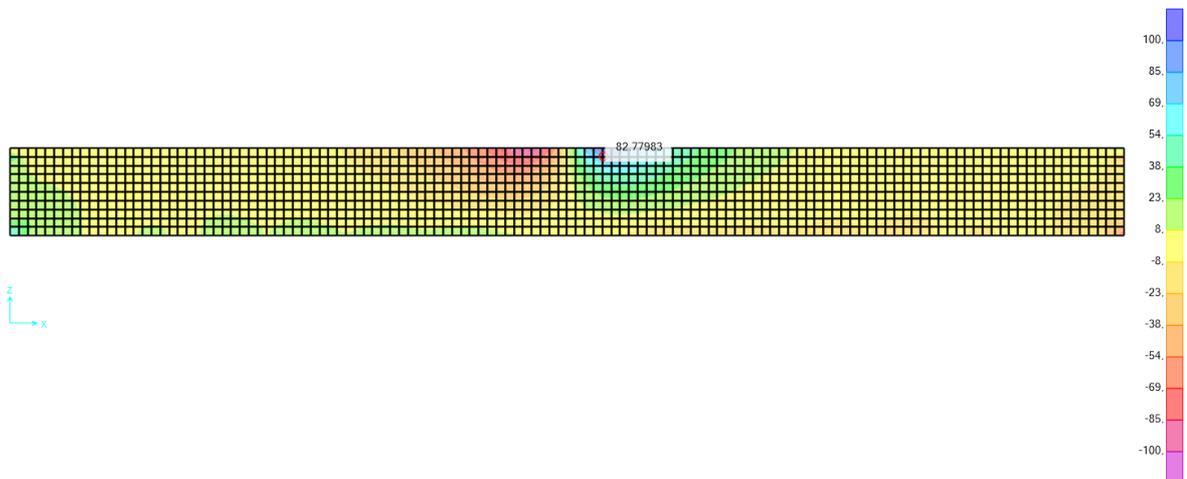
Momento flettente verticale  $M_{22}$  SLU\_ECC1 (mkN/m)



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

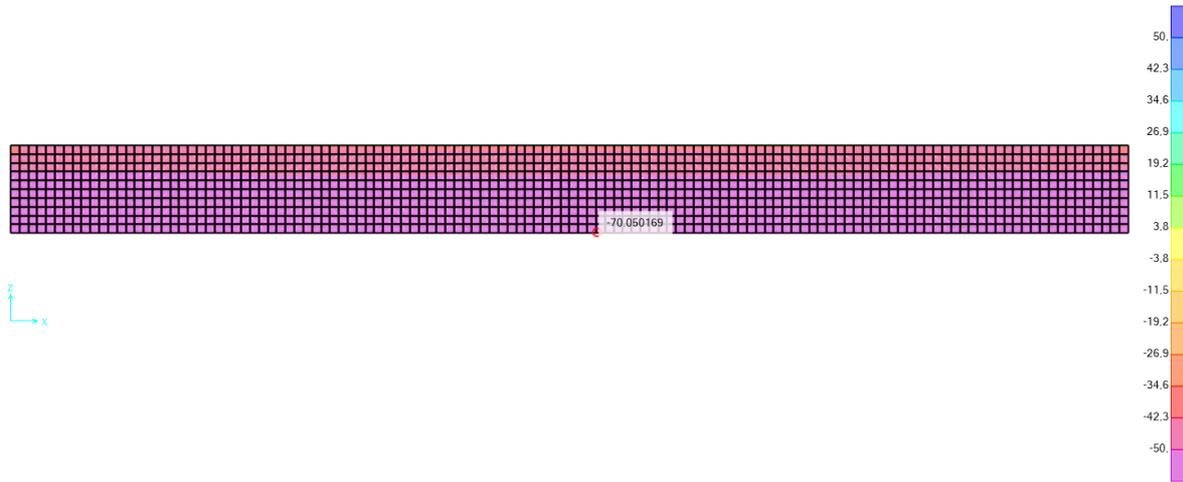


Momento flettente orizzontale  $M_{11}$  SLU\_ECC1 (mkN/m)



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

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



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

## 11.8.2 Dimensionamento dell'armatura Tipo 2

### Verifica della 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>	$M_{Ed}$	431,5 mkN
Overall width of cross-section	b 1,000 m	$V_{Ed}$	189,7 kN
Overall depth of cross-section	h 0,820 m	$M_{Dp}$	95,2 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	$A_{s1,req}$	12,30 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	$A_{s1,cal}$ 12,60 cm <sup>2</sup>	$A_{s1,pro}$	13,40 cm <sup>2</sup>
Required compression reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s2,cal}$ - cm <sup>2</sup>	$A_{s2,pro}$	- cm <sup>2</sup>
Mechanical minimum reinforcement [clause 9.2.1.1(1)]	$A_{s1,min}$ 12,90 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 $\varnothing$ 16		
	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 <span style="border: 1px solid green; padding: 2px;">OK</span>
<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	$\sigma_s$ 98,5 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	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ 0,00030	$w_k$	0,19 mm <span style="border: 1px solid green; padding: 2px;">OK</span>
<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 <span style="border: 1px solid green; padding: 2px;">OK</span>
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 orizzontale (spessore 0.82 m)

GEOMETRICAL / MECHANICAL PROPERTIES OF CROSS-SECTION		FORCES	
Type of element		WALL V. R.	$M_{Ed}$ 169,2 mkN
Overall width of cross-section	b	1,000 m	$V_{Ed}$ 82,8 kN
Overall depth of cross-section	h	0,820 m	$M_{Op}$ -- 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	$A_{s1,req}$ 12,90 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	$A_{s1,cal}$	4,90 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 verticale (spessore 0.50 m)

GEOMETRICAL / MECHANICAL PROPERTIES OF CROSS-SECTION		FORCES	
Type of element		<b>WALL V. R.</b>	$M_{Ed}$ 359,8 mkN
Overall width of cross-section	b	1,000 m	$V_{Ed}$ 231,7 kN
Overall depth of cross-section	h	0,500 m	$M_{Op}$ 70,1 mkN
Effective depth of cross-section	d	0,435 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	$U_0$	11600,0 kN	$A_{s1,req}$ 18,97 cm <sup>2</sup>
Limit moment	$M_{lim}$	1892,3 mkN	$A_{s2,req}$ - cm <sup>2</sup>
Required tension reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s1,cal}$	18,67 cm <sup>2</sup>	
Required compression reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s2,cal}$	- cm <sup>2</sup>	$A_{s1,pro}$ 20,94 cm <sup>2</sup>
Mechanical minimum reinforcement [clause 9.2.1.1(1)]	$A_{s1,min}$	7,43 cm <sup>2</sup>	$A_{s2,pro}$ - cm <sup>2</sup>
Mechanical maximum reinforcement [clause 9.2.1.1(3)]	$A_{s1,max}$	200,00 cm <sup>2</sup>	
Provided tension reinforcement - First layer	Bar diameter	Ø20	
	Bar spacing	150 mm	
Provided tension reinforcement - Second layer	Bar diameter	-	
	Bar spacing	- mm	
Provided compression reinforcement	Bar diameter	-	
	Bar spacing	- mm	$M_u$ 401,1 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]	$\rho$	0,00481	
Ratio of the neutral axis depth to the effective depth in cracked section at SLS	x/d	0,213	
Second moment of area of the uncracked concrete section	$I_1$	1,042E+06 cm <sup>4</sup>	
Second moment of area of the cracked concrete section	$I_2$	1,737E+05 cm <sup>4</sup>	
Effective mean value of the tensile strength of the concrete	$f_{ct,eff}$	3,0 MPa	
Cracking moment	$M_{cr}$	126,0 mkN	
Stress in the tension reinforcement assuming a cracked section	$\sigma_s$	82,8 MPa	
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcement	$A_{c,eff}$	0,13576 m <sup>2</sup>	
Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement [referred to effective area]	$\rho_{p,eff}$	0,015	
Maximum crack spacing	$s_{r,max}$	407 mm	
Difference between mean strain in the reinforcement and mean strain in the concrete between cracks	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,00025	$w_k$ 0,16 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	1,68	
Design value for the shear resistance - minimum value	$V_{Rd,c,min}$	187,2 kN	
Design value for the shear resistance	$V_{Rd,c}$	272,5 kN	$V_{Rd}$ 272,5 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 $\theta$	$V_{Rd,max,2.5}$	2160,0 kN	
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for lower value of cot $\theta$	$V_{Rd,max,1.0}$	3132,0 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 $\theta$	$V_{Rd,max,cot\theta}$	2160,0 kN	
Maximum longitudinal spacing for shear reinforcement	$s_{l,max}$	0,326 m	
Maximum transverse spacing for shear reinforcement	$s_{t,max}$	0,326 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 orizzontale (spessore 0.50 m)

GEOMETRICAL / MECHANICAL PROPERTIES OF CROSS-SECTION		FORCES	
Type of element		<b>WALL V. R.</b>	$M_{Ed}$ 127,9 mkN
Overall width of cross-section	b	1,000 m	$V_{Ed}$ 82,8 kN
Overall depth of cross-section	h	0,500 m	$M_{Op}$ -- mkN
Effective depth of cross-section	d	0,435 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	$U_0$	11600,0 kN	$A_{s1,req}$ 7,43 cm <sup>2</sup>
Limit moment	$M_{lim}$	1892,3 mkN	$A_{s2,req}$ -- cm <sup>2</sup>
Required tension reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s1,cal}$	6,48 cm <sup>2</sup>	
Required compression reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s2,cal}$	-- cm <sup>2</sup>	$A_{s1,pro}$ 10,05 cm <sup>2</sup>
Mechanical minimum reinforcement [clause 9.2.1.1(1)]	$A_{s1,min}$	7,43 cm <sup>2</sup>	$A_{s2,pro}$ -- cm <sup>2</sup>
Mechanical maximum reinforcement [clause 9.2.1.1(3)]	$A_{s1,max}$	200,00 cm <sup>2</sup>	
Provided tension reinforcement - First layer	Bar diameter	Ø16	
	Bar spacing	200 mm	
Provided tension reinforcement - Second layer	Bar diameter	--	
	Bar spacing	-- mm	
Provided compression reinforcement	Bar diameter	--	
	Bar spacing	-- mm	$M_u$ 187,2 mkN <b>OK</b>
<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]	$\rho$	0,00231	
Ratio of the neutral axis depth to the effective depth in cracked section at SLS	x/d	0,153	
Second moment of area of the uncracked concrete section	$I_1$	1,042E+06 cm <sup>4</sup>	
Second moment of area of the cracked concrete section	$I_2$	9,168E+04 cm <sup>4</sup>	
Effective mean value of the tensile strength of the concrete	$f_{ct,eff}$	3,0 MPa	
Cracking moment	$M_{cr}$	126,0 mkN	
Stress in the tension reinforcement assuming a cracked section	$\sigma_s$	0,0 MPa	
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcement	$A_{c,eff}$	0,14445 m <sup>2</sup>	
Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement [referred to effective area]	$\rho_{p,eff}$	0,007	
Maximum crack spacing	$s_{r,max}$	578 mm	
Difference between mean strain in the reinforcement and mean strain in the concrete between cracks	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,00000	$w_k$ 0,30 mm <b>OK</b>
<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	1,68	
Design value for the shear resistance - minimum value	$V_{Rd,c,min}$	187,2 kN	
Design value for the shear resistance	$V_{Rd,c}$	213,3 kN	$V_{Rd}$ 213,3 kN <b>OK</b>
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 $\theta$	$V_{Rd,max,2.5}$	2160,0 kN	
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for lower value of cot $\theta$	$V_{Rd,max,1.0}$	3132,0 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 $\theta$	$V_{Rd,max,cot\theta}$	2160,0 kN	
Maximum longitudinal spacing for shear reinforcement	$s_{l,max}$	0,326 m	
Maximum transverse spacing for shear reinforcement	$s_{t,max}$	0,326 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>	$M_{Ed}$	1141,6 mkN
Overall width of cross-section	b	$V_{Ed}$	708,5 kN
Overall depth of cross-section	h	$M_{Op}$	99,0 mkN
Effective depth of cross-section	d		
Characteristic compressive cylinder strength of concrete	$f_{ck}$	Standard	EN 1992-1-1:2004
Characteristic yield strength of reinforcement	$f_{yk}$		
Partial factor for concrete	$\gamma_c$		
Partial factor for reinforcing steel	$\gamma_s$		
Coefficient to take account of long term effects on the compressive strength	$\alpha_{cc}$		

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

Mechanical capacity of concrete	$U_0$	20000,0 kN	$A_{s1,req}$	34,46 cm <sup>2</sup>	
Limit moment	$M_{lim}$	5625,0 mkN	$A_{s2,req}$	- cm <sup>2</sup>	
Required tension reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s1,cal}$	34,46 cm <sup>2</sup>	$A_{s1,pro}$	40,94 cm <sup>2</sup>	
Required compression reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s2,cal}$	- cm <sup>2</sup>	$A_{s2,pro}$	- cm <sup>2</sup>	
Mechanical minimum reinforcement [clause 9.2.1.1(1)]	$A_{s1,min}$	12,82 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	Ø26			
	Bar spacing	130 mm			
Provided tension reinforcement - Second layer	Bar diameter	-			
	Bar spacing	- mm			
Provided compression reinforcement	Bar diameter	-			
	Bar spacing	- mm	$M_u$	1342,8 mkN	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	$k_t$	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]	$\rho$	0,00545			
Ratio of the neutral axis depth to the effective depth in cracked section at SLS	x/d	0,225			
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	$I_2$	9,878E+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	$\sigma_s$	34,9 MPa			
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcement	$A_{c,eff}$	0,17500 m <sup>2</sup>			
Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement [referred to effective area]	$\rho_{p,eff}$	0,023			
Maximum crack spacing	$s_{r,max}$	376 mm			
Difference between mean strain in the reinforcement and mean strain in the concrete between cracks	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,00010	$w_k$	0,34 mm	OK

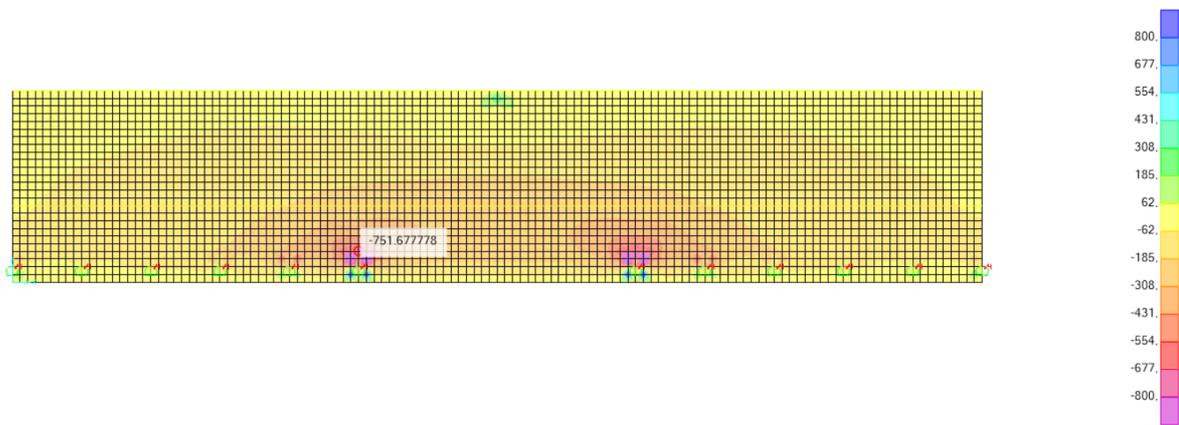
### SHEAR ULTIMATE LIMIT STATE [EN 1992-1-1:2004 SECTION 6.2]

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	$(A_{sw}/s)_{pro}$	15,07 cm <sup>2</sup> /m			
Member not requiring design shear reinforcement [clause 6.2.2]					
Size factor	k	1,52			
Design value for the shear resistance - minimum value	$V_{Rd,c,min}$	277,3 kN			
Design value for the shear resistance	$V_{Rd,c}$	442,3 kN	$V_{Rd}$		
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 $\theta$	$V_{Rd,max,2.5}$	3724,1 kN			
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for lower value of cot $\theta$	$V_{Rd,max,1.0}$	5400,0 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 $\theta$	$V_{Rd,max,cot\theta}$	3724,1 kN			
Maximum longitudinal spacing for shear reinforcement	$s_{l,max}$	0,563 m			
Maximum transverse spacing for shear reinforcement	$s_{t,max}$	0,563 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	$(A_{sw}/s)_{max}$	59,97 cm <sup>2</sup> /m			
Cross-sectional area of the shear reinforcement - required by calculation	$(A_{sw}/s)_{req}$	11,41 cm <sup>2</sup> /m	$V_{Rd}$	935,8 kN	OK

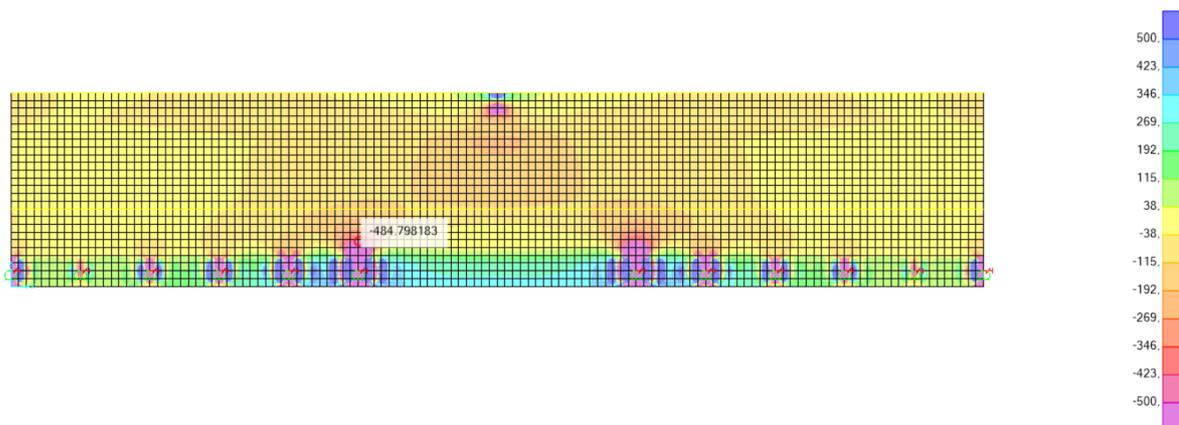
## 11.1 VERIFICA STRUTTURALE DEL MURO TIPO 2A

### 11.1.1 Diagrammi delle sollecitazioni

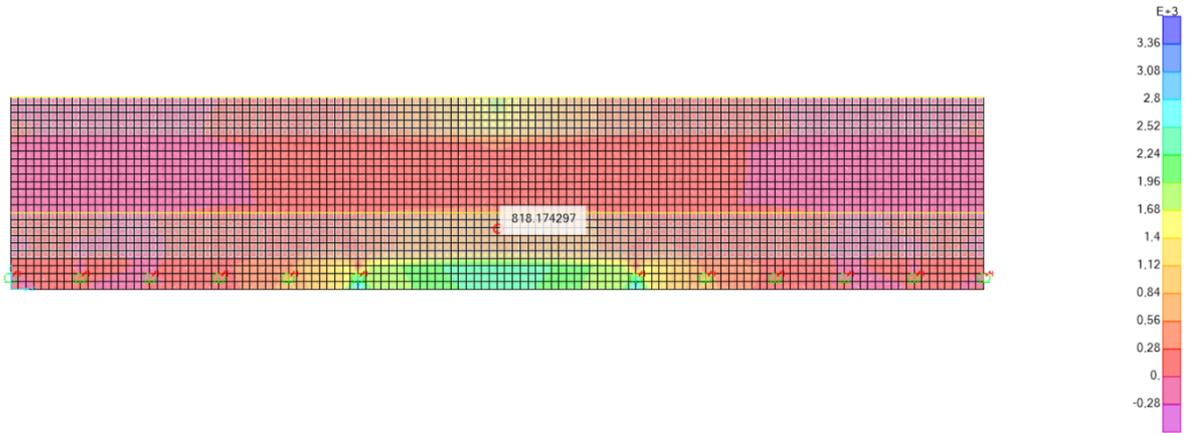
Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni ottenuti dal modello di calcolo in tutto il modello, per la combinazione di calcolo critica (SLU\_ECC1) in quanto come mostrato precedentemente le sollecitazioni alla testa del palo sono quelle critiche e che determina lo sforzo massimo di flessione e di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



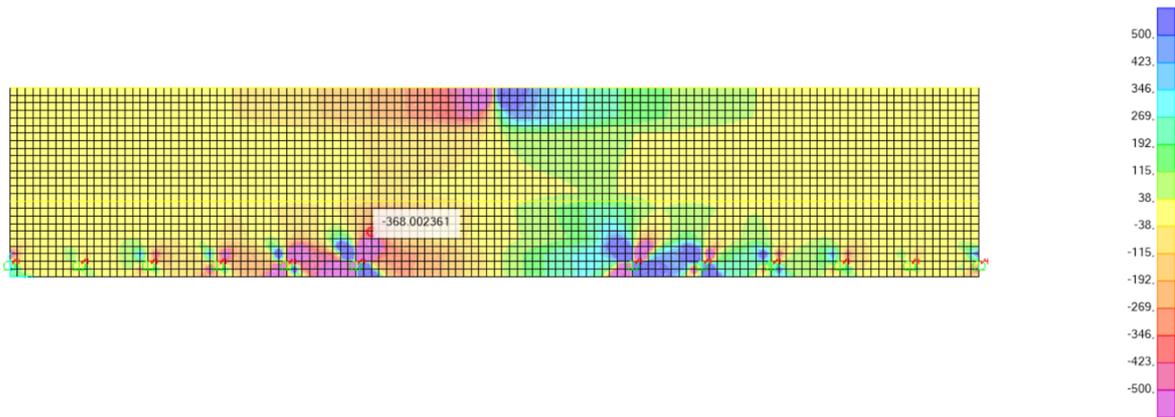
Momento flettente verticale  $M_{22}$  SLU\_ECC1 (mkN/m)



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

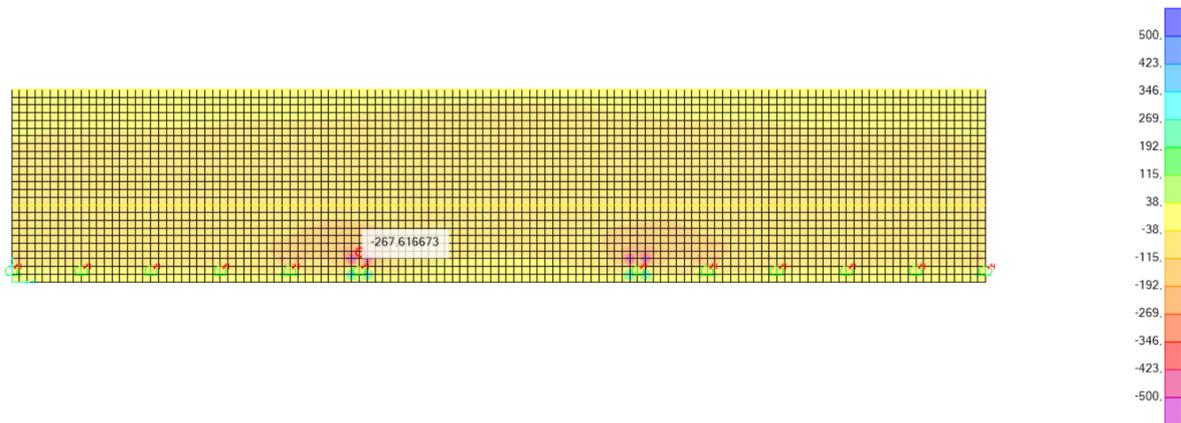


Momento flettente orizzontale  $M_{11}$  SLU\_ECC1 (mkN/m)

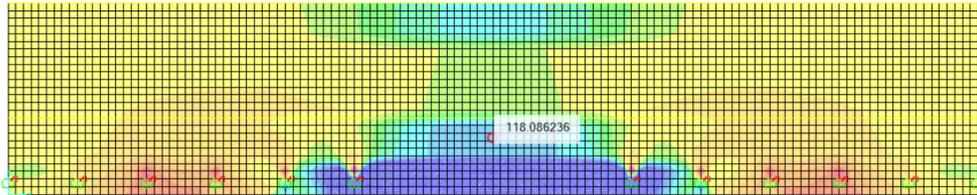


Sforzo di taglio orizzontale  $V_{13}$  SLU\_ECC1 (kN/m)

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



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



Momento flettente verticale  $M_{11}$  SLE\_1 (mkN/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,
End Point	12,6	0,	3,

**Resultant Force Location and Angle**

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

Include  Frames  Shells  Asolids  Planes  Solids  Links

**Integrated Forces**

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	104,6468	-726,3575	6,6638	-104,6468	-726,3575	6,6638
Moment	608,12	31,2664	1930,7542	608,12	-31,2664	-1930,754

Save Cut 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,
End Point	12,6	0,	3,

**Resultant Force Location and Angle**

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

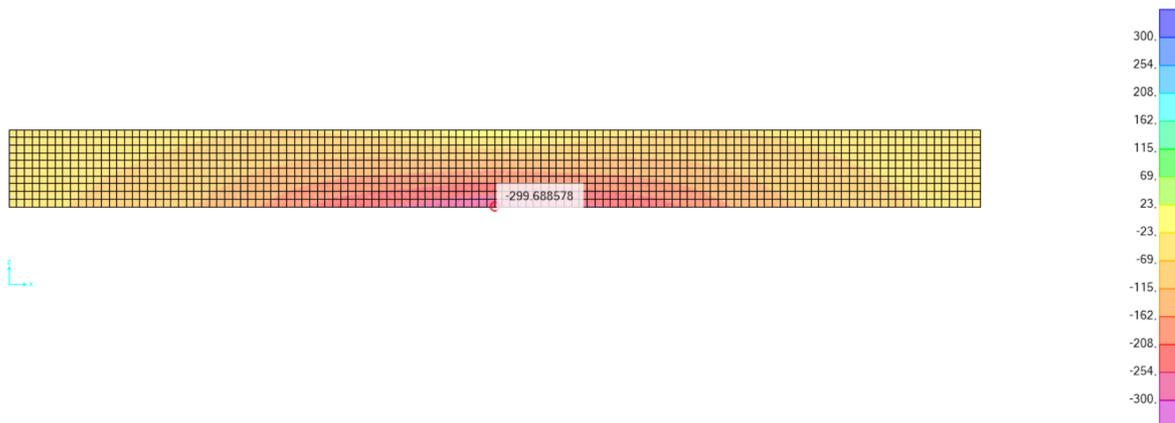
Include:  Frames  Shells  Asolids  Planes  Solids  Links

**Integrated Forces**

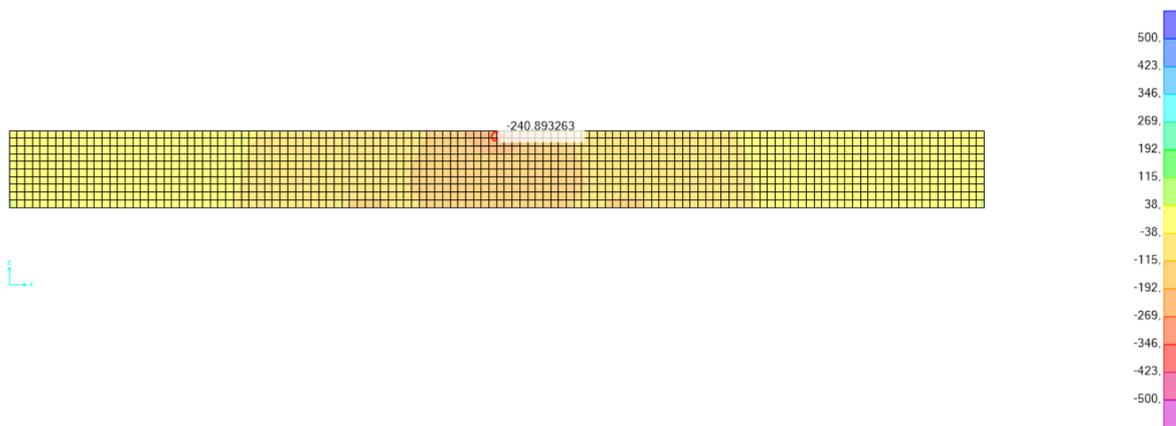
	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	109,0773	-3,0146	7,1521	-109,0773	-3,0146	7,1521
Moment	2,298	32,4868	85,6547	2,298	-32,4868	-85,6547

Buttons: Save Cut, Close, Refresh

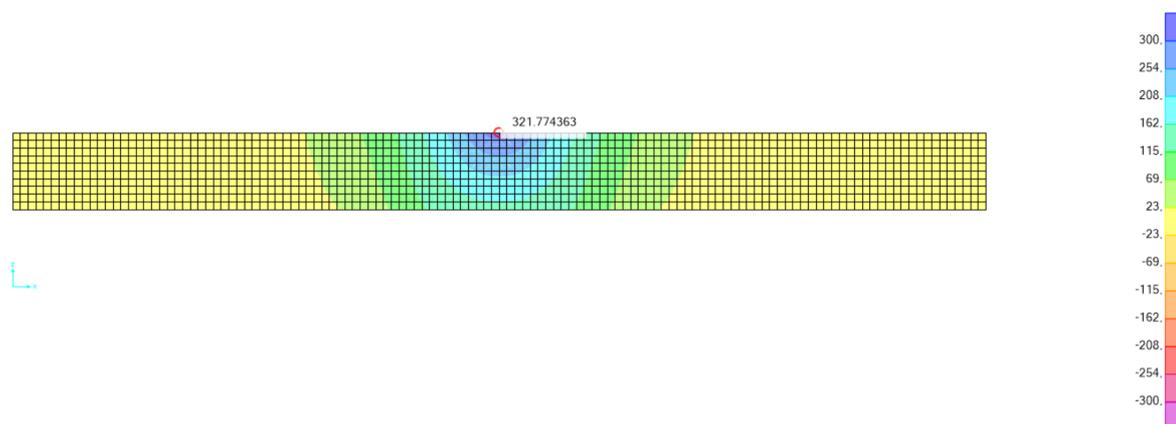
Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni ottenuti dal modello di calcolo in particolare per la sezione ridotta di 500 mm, per la combinazione di calcolo critica (SLU\_ECC1)



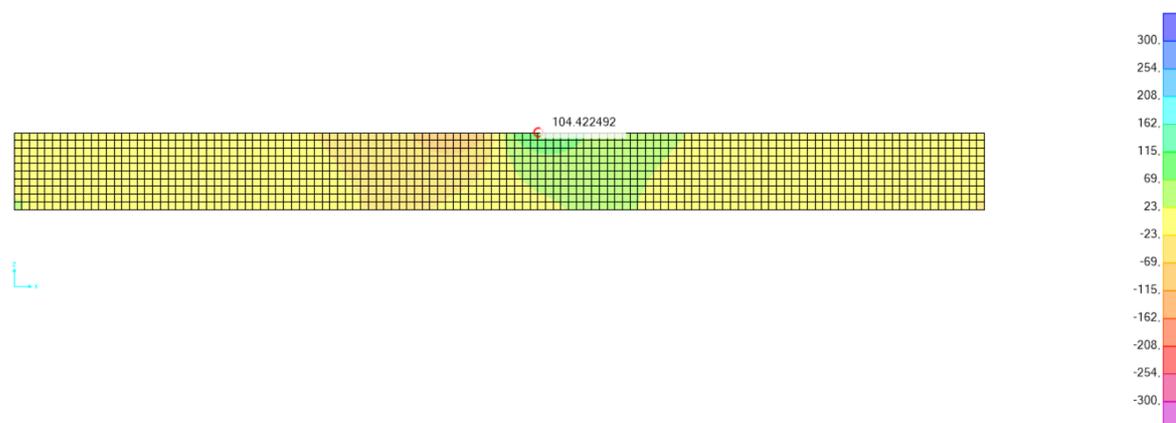
Momento flettente verticale  $M_{22}$  SLU\_ECC1 (mkN/m)



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

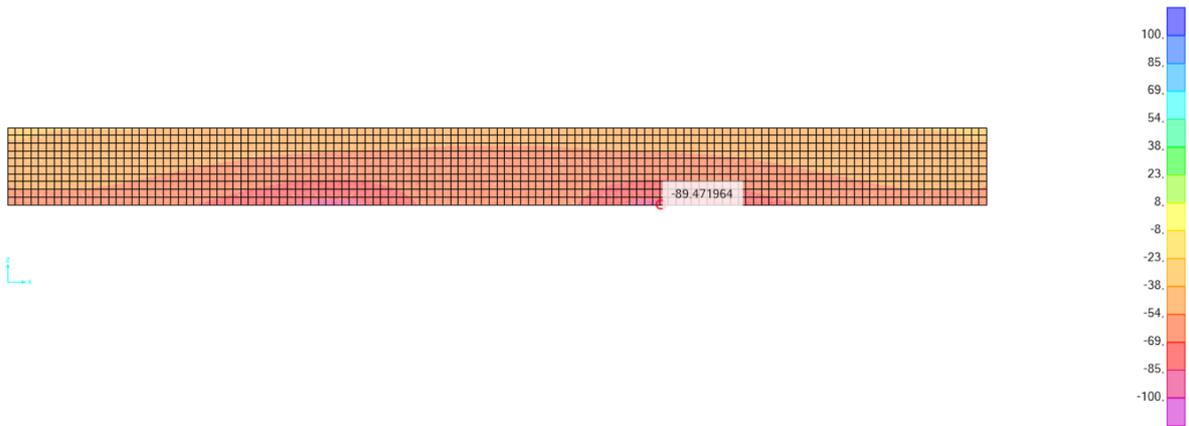


Momento flettente orizzontale  $M_{11}$  SLU\_ECC1 (mkN/m)

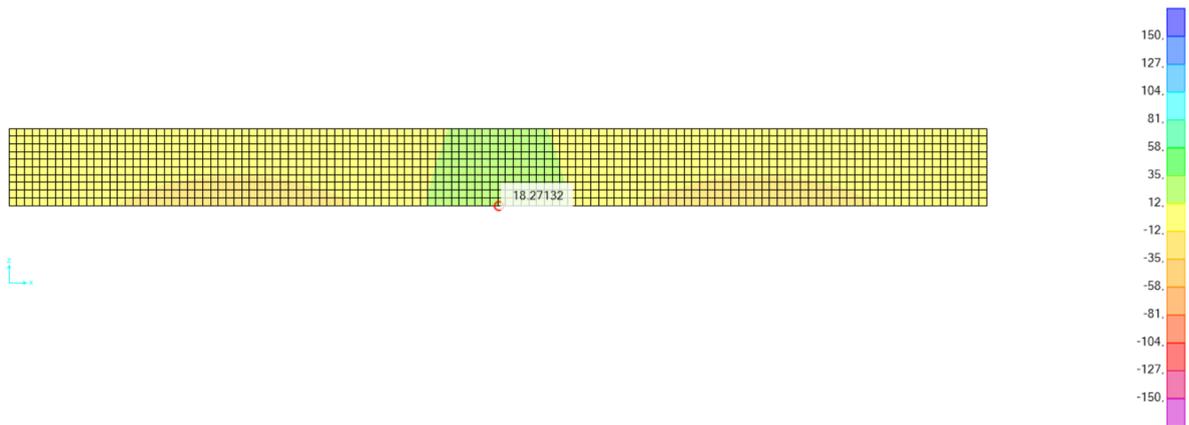


Sforzo di taglio orizzontale  $V_{13}$  SLU\_ECC1 (kN/m)

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

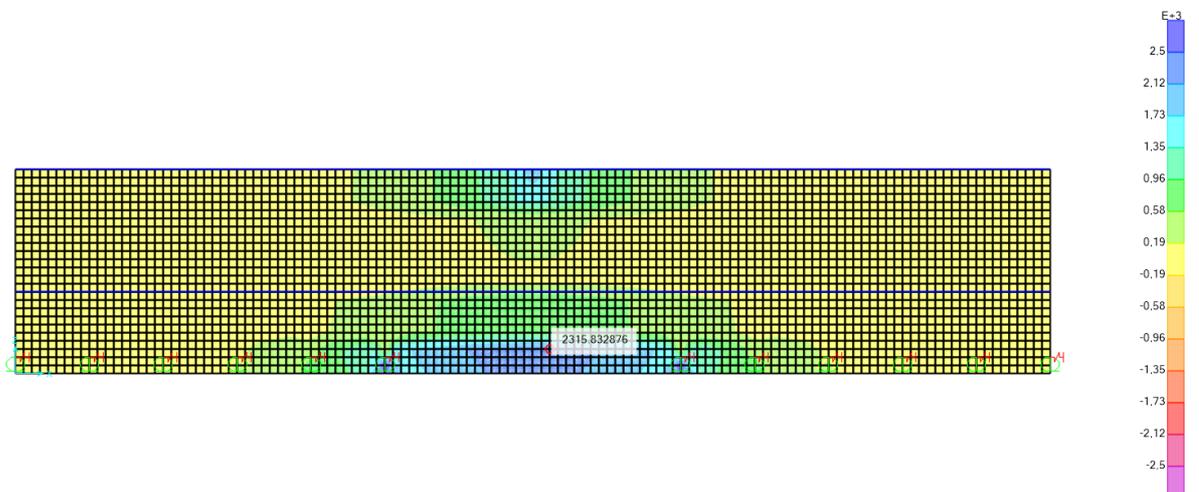


Momento flettente verticale  $M_{22}$  SLE\_1 (mkN/m)

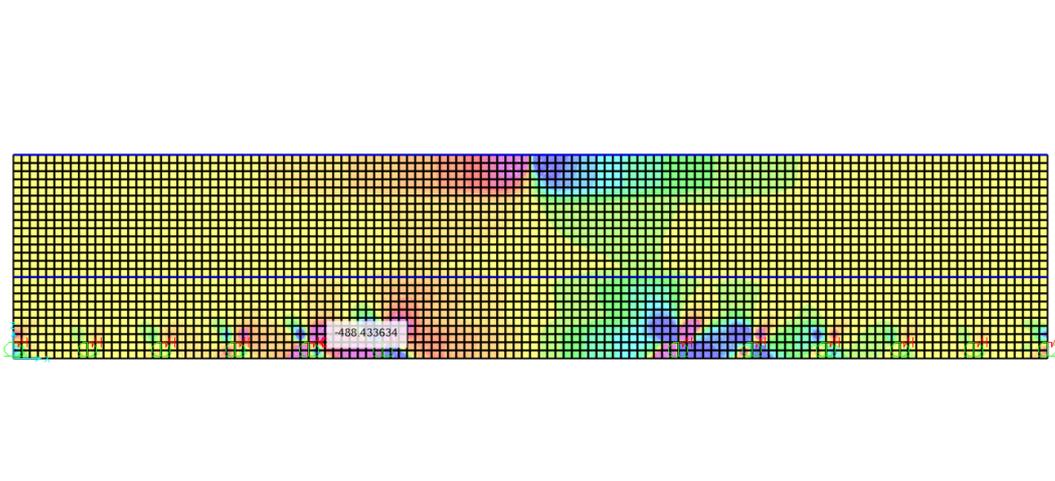


Momento flettente verticale  $M_{11}$  SLE\_1 (mkN/m)

Di seguito sono riportati per la combinazione di calcolo critico (ULS\_ECC1) i diagrammi delle tensioni del modello di calcolo per il tirante inferiore di 1200 mm.

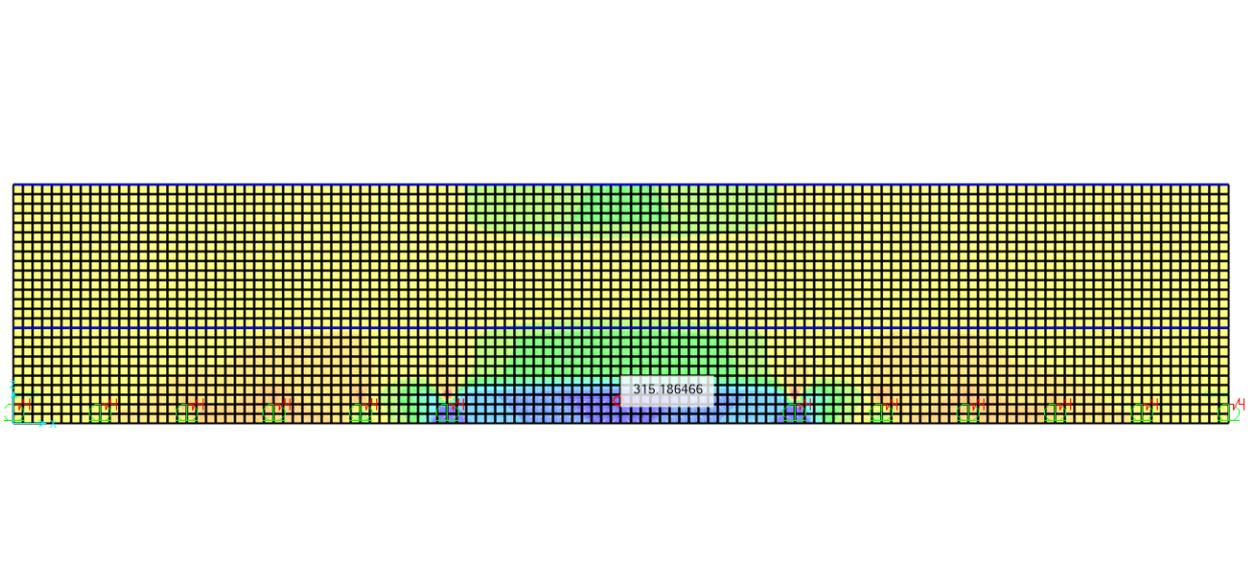


Momento flettente orizzontale  $M_{11}$  SLU\_ECC1 (mkN/m)



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

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



Momento flettente verticale  $M_{11}$  SLE\_1 (mkN/m)

### 11.1.2 Dimensionamento dell'armatura

#### Verifica della armatura verticale (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	$M_{Ed}$ 751,6 mkN
Overall depth of cross-section	h	0,820 m	$V_{Ed}$ 484,8 kN
Effective depth of cross-section	d	0,755 m	$M_{GP}$ 267,6 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	$A_{s1,req}$ 22,20 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	$A_{s1,cal}$	22,20 cm <sup>2</sup>	
Required compression reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s2,cal}$	- cm <sup>2</sup>	$A_{s1,pro}$ 23,13 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	Ø20	
	Bar spacing	125 mm	
Provided tension reinforcement - Second layer	Bar diameter	-	
	Bar spacing	- mm	
Provided compression reinforcement	Bar diameter	-	
	Bar spacing	- mm	$M_i$ 047,6 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]	$\rho$	0,00333	
Ratio of the neutral axis depth to the effective depth in cracked section at SLS	$x/d$	0,181	
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	$I_2$	6,614E+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	$\sigma_s$	150,1 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]	$\rho_{p,eff}$	0,015	
Maximum crack spacing	$s_{r,max}$	407 mm	
Difference between mean strain in the reinforcement and mean strain in the concrete between cracks	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,00045	$w_k$ 0,19 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	$(A_{sw}/s)_{pro}$	8,04 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	$V_{Rd,C}$	377,4 kN	$V_{Rd}$ - kN
Member requiring design shear reinforcement [clause 6.2.3]			
Strength reduction factor for concrete cracked in shear	$\nu_1$	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	$(A_{sw}/s)_{max}$	59,97 cm <sup>2</sup> /m	
Cross-sectional area of the shear reinforcement - required by calculation	$(A_{sw}/s)_{req}$	7,76 cm <sup>2</sup> /m	$V_{Rd}$ 502,6 kN OK

## Verifica della armatura orizzontale (spessore 0.82 m)

### GEOMETRICAL / MECHANICAL PROPERTIES OF CROSS-SECTION

### FORCES

Type of element	WALL V. R.	M <sub>Ed</sub>	818,2	m kN
Overall width of cross-section	b	1,000	m	V <sub>Ed</sub>
Overall depth of cross-section	h	0,820	m	368,0
Effective depth of cross-section	d	0,755	m	M <sub>CP</sub>
Characteristic compressive cylinder strength of concrete	f <sub>ck</sub>	32	MPa	118,1
Characteristic yield strength of reinforcement	f <sub>yk</sub>	460	MPa	Standard
Partial factor for concrete	γ <sub>c</sub>	1,20		EN 1992-1-1:2004
Partial factor for reinforcing steel	γ <sub>s</sub>	1,00		
Coefficient to take account of long term effects on the compressive strength	α <sub>cc</sub>	1,00		

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

Mechanical capacity of concrete	U <sub>b</sub>	20133,3	kN	A <sub>s1,req</sub>	24,23	cm <sup>2</sup>
Limit moment	M <sub>lim</sub>	5700,3	m kN	A <sub>s2,req</sub>	-	cm <sup>2</sup>
Required tension reinforcement determined from ULS analysis	A <sub>s1,cal</sub>	24,23	cm <sup>2</sup>	A <sub>s1,pro</sub>	25,13	cm <sup>2</sup>
Required compression reinforcement determined from ULS analysis	A <sub>s2,cal</sub>	-	cm <sup>2</sup>	A <sub>s2,pro</sub>	-	cm <sup>2</sup>
Mechanical minimum reinforcement [clause 9.2.1.1(1)]	A <sub>s1,min</sub>	12,90	cm <sup>2</sup>			
Mechanical maximum reinforcement [clause 9.2.1.1(3)]	A <sub>s1,max</sub>	328,00	cm <sup>2</sup>			
Provided tension reinforcement - First layer	Bar diameter	Ø20				
	Bar spacing	125	mm			
Provided tension reinforcement - Second layer	Bar diameter	-				
	Bar spacing	-	mm			
Provided compression reinforcement	Bar diameter	-				
	Bar spacing	-	mm	M <sub>u</sub>	847,8	m kN
						OK

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

Limiting calculated crack width	W <sub>max</sub>	0,20	mm			
Cover to the longitudinal reinforcement	c	55	mm			
Factor dependent on the duration of the load	k <sub>f</sub>	0,4				
Coefficient which takes account of the bond properties	k <sub>1</sub>	0,8				
Coefficient which takes account of the distribution of strain	k <sub>2</sub>	0,5				
Coefficient for the calculation of the maximum crack spacing	k <sub>3</sub>	3,4				
Coefficient for the calculation of the maximum crack spacing	k <sub>4</sub>	0,425				
Design value of modulus of elasticity of reinforcing steel	E <sub>s</sub>	200000	MPa			
Secant modulus of elasticity of concrete	E <sub>cm</sub>	33346	MPa			
Effective modular ratio	α <sub>e</sub>	6,0				
Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement [referred to b-effective depth d]	ρ	0,00333				
Ratio of the neutral axis depth to the effective depth in cracked section at SLS	x/d	0,181				
Second moment of area of the uncracked concrete section	I <sub>1</sub>	4,595E+06	cm <sup>4</sup>			
Second moment of area of the cracked concrete section	I <sub>2</sub>	6,614E+05	cm <sup>4</sup>			
Effective mean value of the tensile strength of the concrete	f <sub>ct,eff</sub>	3,0	MPa			
Cracking moment	M <sub>cr</sub>	338,9	m kN			
Stress in the tension reinforcement assuming a cracked section	σ <sub>s</sub>	66,2	MPa			
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcement	A <sub>ce,eff</sub>	0,16250	m <sup>2</sup>			
Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement [referred to effective area]	ρ <sub>p,eff</sub>	0,015				
Maximum crack spacing	s <sub>r,max</sub>	407	mm			
Difference between mean strain in the reinforcement and mean strain in the concrete between cracks	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0,00020		w <sub>k</sub>	0,09	mm
						OK

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

Mean compressive stress due to design axial load	σ <sub>cp</sub>	0,00	MPa			
Angle between shear reinforcement and the beam axis	α	90	°			
Cross-sectional area of the shear reinforcement - provided	(A <sub>sw</sub> /s) <sub>pro</sub>	8,04	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 <sub>rd,c,min</sub>	278,7	kN			
Design value for the shear resistance	V <sub>rd,c</sub>	377,4	kN	V <sub>rd</sub>		
Member requiring design shear reinforcement [clause 6.2.3]						
Strength reduction factor for concrete cracked in shear	v <sub>1</sub>	0,6				
Coefficient taking account of the state of the stress in the compression chord	α <sub>cw</sub>	1,00				
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for upper value of cot θ	V <sub>rd,max,2.5</sub>	3749,0	kN			
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for lower value of cot θ	V <sub>rd,max,1.0</sub>	5436,0	kN			
Adopted value of cot θ	cot θ	2,50				
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for adopted value of cot θ	V <sub>rd,max,cot θ</sub>	3749,0	kN			
Maximum longitudinal spacing for shear reinforcement	s <sub>l,max</sub>	0,566	m			
Maximum transverse spacing for shear reinforcement	s <sub>t,max</sub>	0,566	m			
Cross-sectional area of the shear reinforcement - minimum required	(A <sub>sw</sub> /s) <sub>min</sub>	12,30	cm <sup>2</sup> /m			
Cross-sectional area of the shear reinforcement - maximum effective	(A <sub>sw</sub> /s) <sub>max</sub>	59,97	cm <sup>2</sup> /m			
Cross-sectional area of the shear reinforcement - required by calculation	(A <sub>sw</sub> /s) <sub>req</sub>	5,89	cm <sup>2</sup> /m	V <sub>rd</sub>	302,8	kN
						OK

## Verifica della armatura verticale (spessore 0.50 m)

### GEOMETRICAL / MECHANICAL PROPERTIES OF CROSS-SECTION

Type of element	
Overall width of cross-section	b
Overall depth of cross-section	h
Effective depth of cross-section	d
Characteristic compressive cylinder strength of concrete	$f_{ck}$
Characteristic yield strength of reinforcement	$f_{yk}$
Partial factor for concrete	$\gamma_c$
Partial factor for reinforcing steel	$\gamma_s$
Coefficient to take account of long term effects on the compressive strength	$\alpha_{cc}$

### FORCES

WALL V. R.			
$M_{Ed}$	299,7	m kN	
$V_{Ed}$	240,9	kN	
$M_{cp}$	89,5	m kN	
			Standard EN 1992-1-1:2004

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

Mechanical capacity of concrete	$U_0$	11600,0	kN	$A_{s1,req}$	15,45	cm <sup>2</sup>
Limit moment	$M_{lim}$	1892,3	m kN	$A_{s2,req}$	-	cm <sup>2</sup>
Required tension reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s1,cal}$	15,45	cm <sup>2</sup>			
Required compression reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s2,cal}$	-	cm <sup>2</sup>	$A_{s1,pro}$	20,34	cm <sup>2</sup>
Mechanical minimum reinforcement [clause 9.2.1.1(1)]	$A_{s1,min}$	7,43	cm <sup>2</sup>	$A_{s2,pro}$	-	cm <sup>2</sup>
Mechanical maximum reinforcement [clause 9.2.1.1(3)]	$A_{s1,max}$	200,00	cm <sup>2</sup>			
Provided tension reinforcement - First layer	Bar diameter	Ø20				
	Bar spacing	150	mm			
Provided tension reinforcement - Second layer	Bar diameter	-				
	Bar spacing	-	mm			
Provided compression reinforcement	Bar diameter	-				
	Bar spacing	-	mm	$M_u$	401,7	m kN 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	$k_f$	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]	$\rho$	0,00481				
Ratio of the neutral axis depth to the effective depth in cracked section at SLS	$x/d$	0,213				
Second moment of area of the uncracked concrete section	$I_1$	1,042E+06	cm <sup>4</sup>			
Second moment of area of the cracked concrete section	$I_2$	1,737E+05	cm <sup>4</sup>			
Effective mean value of the tensile strength of the concrete	$f_{ct,eff}$	3,0	MPa			
Cracking moment	$M_{cr}$	126,0	m kN			
Stress in the tension reinforcement assuming a cracked section	$\sigma_s$	105,8	MPa			
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcement	$A_{c,eff}$	0,13576	m <sup>2</sup>			
Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement [referred to effective area]	$\rho_{p,eff}$	0,015				
Maximum crack spacing	$s_{r,max}$	407	mm			
Difference between mean strain in the reinforcement and mean strain in the concrete between cracks	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,00032		$w_k$	0,13	mm OK

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

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	1,68				
Design value for the shear resistance - minimum value	$V_{rd,c,min}$	187,2	kN			
Design value for the shear resistance	$V_{rd,c}$	272,5	kN	$V_{rd}$	272,5	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 $\theta$	$V_{rd,max,2.5}$	2160,0	kN			
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for lower value of cot $\theta$	$V_{rd,max,1.0}$	3132,0	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 $\theta$	$V_{rd,max,cot\theta}$	2160,0	kN			
Maximum longitudinal spacing for shear reinforcement	$s_{l,max}$	0,326	m			
Maximum transverse spacing for shear reinforcement	$s_{t,max}$	0,326	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 orizzontale (spessore 0.50 m)

### GEOMETRICAL / MECHANICAL PROPERTIES OF CROSS-SECTION

Type of element	
Overall width of cross-section	b
Overall depth of cross-section	h
Effective depth of cross-section	d
Characteristic compressive cylinder strength of concrete	$f_{ck}$
Characteristic yield strength of reinforcement	$f_{yk}$
Partial factor for concrete	$\gamma_c$
Partial factor for reinforcing steel	$\gamma_s$
Coefficient to take account of long term effects on the compressive strength	$\alpha_{cc}$

### FORCES

WALL V. R.			
$M_{Ed}$	321,8	mkN	
$V_{Ed}$	104,4	kN	
$M_{cp}$	18,3	mkN	
			Standard EN 1992-1-1:2004

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

Mechanical capacity of concrete	$U_0$	11600,0	kN	$A_{s1,req}$	16,63	cm <sup>2</sup>
Limit moment	$M_{lim}$	1892,3	mkN	$A_{s2,req}$	-	cm <sup>2</sup>
Required tension reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s1,cal}$	16,63	cm <sup>2</sup>			
Required compression reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s2,cal}$	-	cm <sup>2</sup>	$A_{s1,pro}$	20,34	cm <sup>2</sup>
Mechanical minimum reinforcement [clause 9.2.1.1(1)]	$A_{s1,min}$	7,43	cm <sup>2</sup>	$A_{s2,pro}$	-	cm <sup>2</sup>
Mechanical maximum reinforcement [clause 9.2.1.1(3)]	$A_{s1,max}$	200,00	cm <sup>2</sup>			
Provided tension reinforcement - First layer	Bar diameter	Ø20				
	Bar spacing	150	mm			
Provided tension reinforcement - Second layer	Bar diameter	-				
	Bar spacing	-	mm			
Provided compression reinforcement	Bar diameter	-				
	Bar spacing	-	mm	$M_u$	401,7	mkN
						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	$k_f$	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]	$\rho$	0,00481				
Ratio of the neutral axis depth to the effective depth in cracked section at SLS	$x/d$	0,213				
Second moment of area of the uncracked concrete section	$I_1$	1,042E+06	cm <sup>4</sup>			
Second moment of area of the cracked concrete section	$I_2$	1,737E+05	cm <sup>4</sup>			
Effective mean value of the tensile strength of the concrete	$f_{ct,eff}$	3,0	MPa			
Cracking moment	$M_{cr}$	126,0	mkN			
Stress in the tension reinforcement assuming a cracked section	$\sigma_s$	21,6	MPa			
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcement	$A_{ce,eff}$	0,13576	m <sup>2</sup>			
Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement [referred to effective area]	$\rho_{p,eff}$	0,015				
Maximum crack spacing	$s_{r,max}$	407	mm			
Difference between mean strain in the reinforcement and mean strain in the concrete between cracks	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,00006		$w_k$	0,03	mm
						OK

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

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	1,68				
Design value for the shear resistance - minimum value	$V_{rd,c,min}$	187,2	kN			
Design value for the shear resistance	$V_{rd,c}$	272,5	kN	$V_{rd}$	272,5	kN
Member requiring design shear reinforcement [clause 6.2.3]						OK
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 $\theta$	$V_{rd,max,2.5}$	2160,0	kN			
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for lower value of cot $\theta$	$V_{rd,max,1.0}$	3132,0	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 $\theta$	$V_{rd,max,cot\theta}$	2160,0	kN			
Maximum longitudinal spacing for shear reinforcement	$s_{l,max}$	0,326	m			
Maximum transverse spacing for shear reinforcement	$s_{t,max}$	0,326	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

Type of element	
Overall width of cross-section	b
Overall depth of cross-section	h
Effective depth of cross-section	d
Characteristic compressive cylinder strength of concrete	$f_{ck}$
Characteristic yield strength of reinforcement	$f_{yk}$
Partial factor for concrete	$\gamma_c$
Partial factor for reinforcing steel	$\gamma_s$
Coefficient to take account of long term effects on the compressive strength	$\alpha_{cc}$

### FORCES

BEAM		
$M_{Ed}$	1930,8	mkN
$V_{Ed}$	726,4	kN
$M_{Op}$	85,7	mkN
Standard	EN 1992-1-1:2004	
$\gamma_c$	1,20	
$\gamma_s$	1,00	
$\alpha_{cc}$	1,00	

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

Mechanical capacity of concrete	$U_0$	20000,0	kN	$A_{s1,req}$	60,12	cm <sup>2</sup>
Limit moment	$M_{lim}$	5625,0	mkN	$A_{s2,req}$	-	cm <sup>2</sup>
Required tension reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s1,cal}$	60,12	cm <sup>2</sup>	$A_{s1,pro}$	64,34	cm <sup>2</sup>
Required compression reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s2,cal}$	-	cm <sup>2</sup>	$A_{s2,pro}$	-	cm <sup>2</sup>
Mechanical minimum reinforcement [clause 9.2.1.1(1)]	$A_{s1,min}$	12,82	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	Ø32				
	Bar spacing	125	mm			
Provided tension reinforcement - Second layer	Bar diameter	-				
	Bar spacing	-	mm			
Provided compression reinforcement	Bar diameter	-				
	Bar spacing	-	mm	$M_u$	2058,5	mkN
						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	$k_t$	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]	$\rho$	0,00858				
Ratio of the neutral axis depth to the effective depth in cracked section at SLS	x/d	0,273				
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	$I_2$	1,433E+06	cm <sup>4</sup>			
Effective mean value of the tensile strength of the concrete	$f_{ct,eff}$	3,0	MPa			
Cracking moment	$M_{cr}$	338,9	mkN			
Stress in the tension reinforcement assuming a cracked section	$\sigma_s$	19,5	MPa			
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcement	$A_{c,eff}$	0,17500	m <sup>2</sup>			
Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement [referred to effective area]	$\rho_{p,eff}$	0,037				
Maximum crack spacing	$s_{r,max}$	335	mm			
Difference between mean strain in the reinforcement and mean strain in the concrete between cracks	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,00006		$w_k$	0,02	mm
						OK

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

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	$(A_{sw}/s)_{pro}$	18,10	cm <sup>2</sup> /m			
Member not requiring design shear reinforcement [clause 6.2.2]						
Size factor	k	1,52				
Design value for the shear resistance - minimum value	$V_{Rd,c,min}$	277,3	kN			
Design value for the shear resistance	$V_{Rd,c}$	514,6	kN	$V_{Rd}$		
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 $\theta$	$V_{Rd,max,2.5}$	3724,1	kN			
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for lower value of cot $\theta$	$V_{Rd,max,1.0}$	5400,0	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 $\theta$	$V_{Rd,max,cot\theta}$	3724,1	kN			
Maximum longitudinal spacing for shear reinforcement	$s_{l,max}$	0,563	m			
Maximum transverse spacing for shear reinforcement	$s_{t,max}$	0,563	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	$(A_{sw}/s)_{max}$	59,97	cm <sup>2</sup> /m			
Cross-sectional area of the shear reinforcement - required by calculation	$(A_{sw}/s)_{req}$	11,70	cm <sup>2</sup> /m	$V_{Rd}$	1224,0	kN
						OK

## Verifica della armatura orizzontale della trave inferiore (spessore 1.20 m)

### GEOMETRICAL / MECHANICAL PROPERTIES OF CROSS-SECTION

Type of element	
Overall width of cross-section	b
Overall depth of cross-section	h
Effective depth of cross-section	d
Characteristic compressive cylinder strength of concrete	$f_{ck}$
Characteristic yield strength of reinforcement	$f_{yk}$
Partial factor for concrete	$\gamma_c$
Partial factor for reinforcing steel	$\gamma_s$
Coefficient to take account of long term effects on the compressive strength	$\alpha_{cc}$

### FORCES

$M_{Ed}$	2315,8	mkN
$V_{Ed}$	488,4	kN
$M_{Op}$	315,2	mkN
Standard	EN 1992-1-1:2004	

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

Mechanical capacity of concrete	$U_0$	23850,7	kN	$A_{s1,req}$	47,10	cm <sup>2</sup>
Limit moment	$M_{lim}$	9999,4	mkN	$A_{s2,req}$		cm <sup>2</sup>
Required tension reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s1,cal}$	47,18	cm <sup>2</sup>			
Required compression reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s2,cal}$	-	cm <sup>2</sup>	$A_{s1,pro}$	51,43	cm <sup>2</sup>
Mechanical minimum reinforcement [clause 9.2.1.1(1)]	$A_{s1,min}$	15,29	cm <sup>2</sup>	$A_{s2,pro}$		cm <sup>2</sup>
Mechanical maximum reinforcement [clause 9.2.1.1(3)]	$A_{s1,max}$	384,00	cm <sup>2</sup>			
Provided tension reinforcement - First layer	Bar diameter	Ø32				
	Bar spacing	125	mm			
Provided tension reinforcement - Second layer	Bar diameter	-				
	Bar spacing	-	mm			
Provided compression reinforcement	Bar diameter	-				
	Bar spacing	-	mm	$M_u$	2315,7	mkN
						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	$k_t$	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]	$\rho$	0,00575				
Ratio of the neutral axis depth to the effective depth in cracked section at SLS	$x/d$	0,230				
Second moment of area of the uncracked concrete section	$I_1$	1,152E+07	cm <sup>4</sup>			
Second moment of area of the cracked concrete section	$I_2$	2,741E+06	cm <sup>4</sup>			
Effective mean value of the tensile strength of the concrete	$f_{ct,eff}$	3,0	MPa			
Cracking moment	$M_{cr}$	580,6	mkN			
Stress in the tension reinforcement assuming a cracked section	$\sigma_s$	59,3	MPa			
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcement	$A_{c,eff}$	0,16400	m <sup>2</sup>			
Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement [referred to effective area]	$\rho_{p,eff}$	0,031				
Maximum crack spacing	$s_{r,max}$	360	mm			
Difference between mean strain in the reinforcement and mean strain in the concrete between cracks	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,00018				
			$w_k$	0,09	mm	OK

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

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	1,42				
Design value for the shear resistance - minimum value	$V_{Rd,c,min}$	300,6	kN			
Design value for the shear resistance	$V_{Rd,c}$	504,1	kN			
Member requiring design shear reinforcement [clause 6.2.3]			$V_{Rd}$	504,1	kN	OK
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 $\theta$	$V_{Rd,max,2.5}$	4441,2	kN			
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for lower value of cot $\theta$	$V_{Rd,max,1.0}$	6439,7	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 $\theta$	$V_{Rd,max,cot\theta}$	4441,2	kN			
Maximum longitudinal spacing for shear reinforcement	$s_{l,max}$	0,639	m			
Maximum transverse spacing for shear reinforcement	$s_{t,max}$	0,600	m			
Cross-sectional area of the shear reinforcement - minimum required	$(A_{sw/s})_{min}$	9,84	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	

## 11.2 VERIFICA DEI PALI DE SOSTEGNO TIPO 2

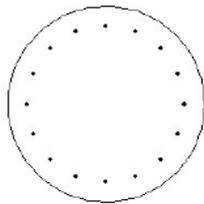
### 11.2.1 Dati di sezione Tipo 2

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-32-ACC  
Tipo de acero : B-450-ACC  
fck [MPa] = 32.00  
fyk [MPa] = 450.00  
 $\gamma_c$  = 1.20  
 $\gamma_s$  = 1.00

- Sección

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

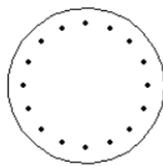


	Sección bruta	Sección homogeneizada
A [m²]	0.4970	0.532
Ix [m⁴]	0.0197	0.0214
Iy [m⁴]	0.0197	0.0214
ix [m]	0.20	0.20
iy [m]	0.20	0.20
x'g [m]	0.40	0.40
y'g [m]	0.40	0.40

	Sección fisurada
Ix [m⁴]	0.0040
Mfis [kN·m]	162.4
y'fis [m]	0.19

### 11.2.2 Verifica con sforzo massimo Tipo 2

$\phi$  [mm] = 20  
Nd [kN] = 167.67  
Md [kN·m] = 652.5  
  
Nu [kN] = 188.1  
Mu [kN·m] = 731.9  
 $\gamma$  = 1.12



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.170  
 $1/r$  [1/m] · 1.E-3 = 18.3  
 $e_s$  · 1.E-3 = 3.1  
 $e_i$  · 1.E-3 = -11.5

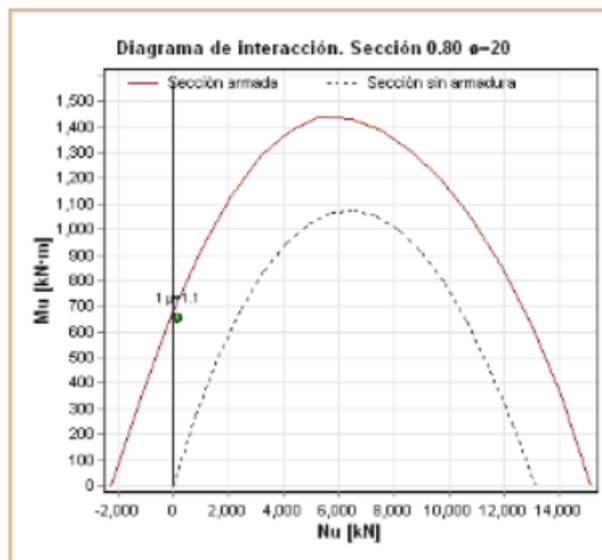
Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación · 1.E-3	Tensión [MPa]
0.107	1.2	-230.3
0.693	-9.5	450.0

Diagramma di interazione

Resultados numéricos del diagrama de interacción

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	169.7	652.5	1.11

### 11.2.3 Verifica del taglio Tipo 2

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

Design shear force  $V_{Ed}$  **308.3** kN

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

External diameter of the circular member	D	<b>0.800</b> m
Nominal cover to transverse reinforcement	$c_{nom}$	<b>60</b> mm
Type of transverse reinforcement		<b>Spiral links</b>
Diameter of transverse reinforcement	$\phi_w$	<b>Ø12</b>
Spacing of the transverse reinforcement along the length (stirrup spacing / pitch of spiral spacing)	$s_w$	<b>0.150</b> m
Number of bars of the longitudinal reinforcement	$n_l$	<b>16</b>
Diameter of bars of the longitudinal reinforcement	$\phi_l$	<b>Ø20</b>
Characteristic compressive cylinder strength of concrete	$f_{ck}$	<b>32</b> MPa
Characteristic yield strength of reinforcement	$f_{yk}$	<b>450</b> MPa
Partial factor for concrete	$\gamma_c$	<b>1.20</b>
Partial factor for reinforcing steel	$\gamma_s$	<b>1.00</b>
Mean compressive stress due to design axial load	$\sigma_{cp}$	<b>0.00</b> 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]	$\rho$	0.0061
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	$V_{Rd,c \min}$	157.9 kN
Design value for the shear resistance	$V_{Rd,c}$	258.4 kN
	$V_{Rd}$	<b>258.4</b> 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 $\cot \theta$	$V_{Rd,max,2.5}$	2033.9 kN
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for lower value of $\cot \theta$	$V_{Rd,max,1.0}$	2949.1 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 $\cot \theta$	$V_{Rd,max, \cot \theta}$	2033.9 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	$(A_{sw/s})_{min}$	9.49 cm <sup>2</sup> /m
Cross-sectional area of the shear reinforcement - maximum effective	$(A_{sw/s})_{max}$	46.28 cm <sup>2</sup> /m
Cross-sectional area of the shear reinforcement - required by calculation	$(A_{sw/s})_{req}$	7.01 cm <sup>2</sup> /m
	$V_{Rd}$	<b>662.9</b> kN
		<b>OK</b>

### 11.3 VERIFICA DEI PALI DE SOSTEGNO TIPO 2A

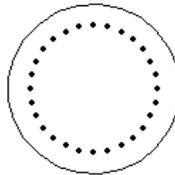
#### 11.3.1 Dati di sezione Tipo 2A

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-32-ACC  
 Tipo de acero : B-450-ACC  
 $f_{ck}$  [MPa] = 32.00  
 $f_{yk}$  [MPa] = 450.00  
 $\gamma_c$  = 1.20  
 $\gamma_s$  = 1.00

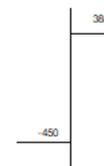
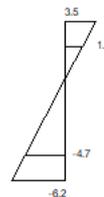
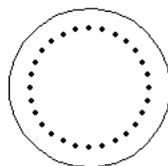
- Sección

Sección : 0.80REF  
 $\phi$  [m] = 0.80  
 $r$  [m] = 0.104  
 n° barras = 28



#### 11.3.2 Determinazione dell'armatura necessaria Tipo 2A

$\phi$  [mm] = 32  
 $N_d$  [kN] = 402.84  
 $M_d$  [kN·m] = 2375.6  
 $N_u$  [kN] = 407.3  
 $M_u$  [kN·m] = 2402.1  
 $\gamma$  = 1.01



Plano de deformación de agotamiento

$x$  [m] = 0.288  
 $1/r$  [1/m] · 1.E-3 = 12.2  
 $e_s$  · 1.E-3 = 3.5  
 $e_i$  · 1.E-3 = -6.2

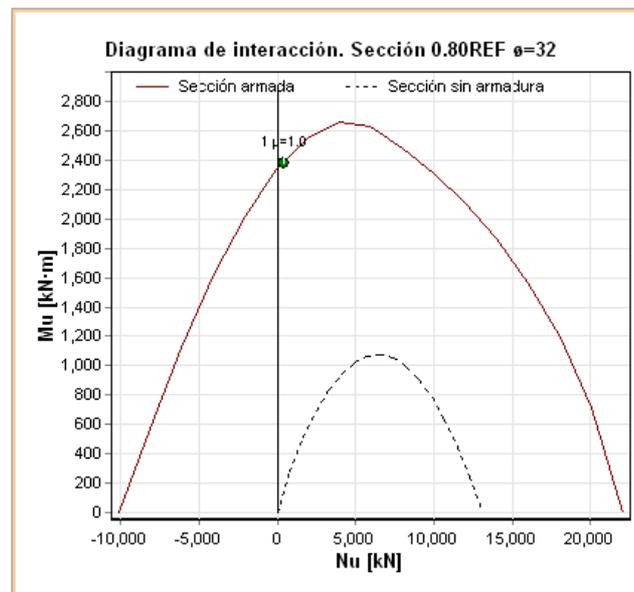
Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación · 1.E <sup>-3</sup>	Tensión [MPa]
0.129	1.9	-385.5
0.671	-4.7	450.0

### Diagramma di interazione

Resultados numéricos del diagrama de interacción

x [m]	1/r [1/m] ·1.E-3	Nu [kN]	Mu [kN·m]
-9999.000	9.7	10133.5	0.0
0.085	16.4	8122.6	575.1
0.141	18.0	6111.7	1127.9
0.183	19.1	4100.7	1623.7
0.229	15.3	2089.8	2022.2
0.276	12.7	78.8	2338.9
0.325	10.8	-1932.1	2555.4
0.373	9.4	-3943.0	2656.4
0.420	8.3	-5954.0	2630.4
0.462	7.6	-7964.9	2483.6
0.511	6.8	-9975.8	2311.3
0.566	6.2	-11986.8	2111.6
0.627	5.6	-13997.7	1866.3
0.700	5.0	-16008.6	1564.3
0.786	4.4	-18019.6	1193.7
0.998	3.0	-20030.5	714.3
9999.000	0.7	-22041.4	0.0



### Fattore di sicurezza

Punto	Nd [kN]	Md [kN·m]	$\gamma$
1	402.84	2375.6	1.01

### 11.3.3 Verifica del taglio Tipo 2A

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

Design shear force  $V_{Ed}$  **302,2 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		Spiral links
Diameter of transverse reinforcement	$\phi_{tr}$	Ø12
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	$\phi_l$	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

$V_{Ed}$  **302,2 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	$s_{tr,max}$	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	$(A_{sw}/s)_{req}$	6,88 cm <sup>2</sup> /m

$V_{Ed}$  **302,2 kN** OK

## 12 TABELLE DELLE INCIDENZE

### 12.1 TIPO 2

Si allega nella tabella seguente il ripilogo della incidenza di ogni parte della sezione Tipo 2:

MURO TIPO 2			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	15.7	
	ARMATURA TRASVERSALE	2 STØ12-450	13.1	
			<b>SUBTOTALE kg / m</b>	<b>35.7</b>
				<b>kg / m3 CALCESTRUZZO 37.2</b>
MURO	ARMATURA VERTICALE INTERNA	Ø16 - 150	28.7	
	ARMATURA VERTICALE INTERNA (S 0.50 m)	Ø20 - 150	48.7	
	ARMATURA VERTICALE ESTERNA	Ø16 - 150	59.0	
	ARMATURA LONGITUDINALE INTERNA	Ø16 - 200	29.5	
	ARMATURA LONGITUDINALE ESTERNA	Ø16 - 200	29.5	
	LEGATURE	Ø6 - 300 x 300	7.6	
			<b>SUBTOTALE kg / m</b>	<b>203.1</b>
				<b>kg / m3 CALCESTRUZZO 102.6</b>
TESTA DEL MURO	ARMATURA LONGITUDINALE INTERNA	4Ø16	7.0	
	ARMATURA LONGITUDINALE ESTERNA	6Ø26	27.5	
	ARMATURA TRASVERSALE	2 STØ12-300	17.0	
	ARMATURA SUPERFICIALE	1Ø16	1.6	
			<b>SUBTOTALE kg / m</b>	<b>53.0</b>
				<b>kg / m3 CALCESTRUZZO 67.1</b>
			<b>TOTALE kg / m</b>	<b>479.7</b>
				<b>TOTALE kg / m<sup>3</sup> 84.3</b>

NOTA:

- LATO INTERNO = LATO FERROVIA

- VOLUME DI CALCESTRUZZO TOTALE: 5.69 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.

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI RECINZIONE  
SEZIONE TIPO 2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 002	C	85 di 85

## 12.2 TIPO 2A

Si allega nella tabella seguente il ripilogo della incidenza di ogni parte della sezione Tipo 2A:

MURO TIPO 2A			RIPERCUSSIONE PER METRO LINEARE	QUANTITÀ PER m <sup>3</sup>	
PALO (INTERASSE 1.80 m)	ARMATURA VERTICALE	28Ø32	767,6		
	ARMATURA TRASVERSALE	SPIRALE Ø12 – 150	16,9		
			SUBTOTALE kg / m	784,5	kg / m3 CALCESTRUZZO 401,3
TRAVE INFERIORE	ARMATURA LONGITUDINALE INTERNA	7Ø20	19,0		
	ARMATURA LONGITUDINALE ESTERNA	7Ø32	48,6		
	ARMATURA TRASVERSALE	4 STØ16-250	83,4		
			SUBTOTALE kg / m	151,0	kg / m3 CALCESTRUZZO 157,3
MURO	ARMATURA VERTICALE INTERNA	Ø20 - 125	102,4		
	ARMATURA VERTICALE ESTERNA	Ø20 - 125	102,4		
	ARMATURA LONGITUDINALE INTERNA	Ø20 - 125	73,4		
	ARMATURA LONGITUDINALE ESTERNA	Ø20 - 125	73,4		
	LEGATURE	Ø16 - 250 x 250	65,7		
			SUBTOTALE kg / m	417,2	kg / m3 CALCESTRUZZO 153,9
TESTA DEL MURO	ARMATURA LONGITUDINALE INTERNA	4Ø20	10,9		
	ARMATURA LONGITUDINALE ESTERNA	7Ø32	48,6		
	ARMATURA TRASVERSALE	2 STØ12-250	40,0		
	ARMATURA SUPERFICIALE	1Ø20	2,5		
			SUBTOTALE kg / m	101,9	kg / m3 CALCESTRUZZO 48,5
			<b>TOTALE kg / m</b>	<b>1454,6</b>	<b>TOTALE kg / m<sup>3</sup> 188,4</b>

NOTA:

- LATO INTERNO = LATO FERROVIA

- VOLUME DI CALCESTRUZZO TOTALE: 5.69 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.