

Destinato a

Wärtsilä Finland Ltd.

Documento

Relazione di calcolo geotecnica

Data

2 Agosto 2018

METAENERGIA MELFI

4XW18V50SG

ITALIA

DOCUMENT ID: DBAE966865 REV.A

**RELAZIONE DI CALCOLO E
INDICAZIONI
GEOTECNICHE
ENGINE HALL**

DOCUMENT ID: DBAE966865 REV.A
ENGINE HALL

Revisione	A
Data	Revisione A 02.08.2018 Revisione 0 20.04.2018
Redatto da	Juan Gallardo Forés
Controllato da	Michael Mengelt
Approvato da	Eero Timonen
Descrizione	Calcoli geotecnici comprensivi di calcoli di fondazioni superficiali, calcoli di pavimentazioni e calcoli idraulici

Rif. 1510039437

CONTENUTI

1.	GENERALE	1
1.1	Introduzione	1
1.2	Disegni progettuali e specifiche	1
1.3	Normative per la progettazione e la costruzione	1
1.4	Limitazioni	1
2.	CONDIZIONI DEL SITO	2
2.1	Descrizione del contesto ambientale	2
2.2	Dati geotecnici del sito disponibili	2
2.3	Topografia e geologia del sito	3
2.4	Acque sotterranee	3
2.5	Rischio chimico	4
2.6	Rischio di rigonfiamento	4
2.7	Rischio sismico e di liquefazione	4
3.	FONDAZIONI SUPERFICIALI	6
3.1	Generale	6
3.2	Carichi strutturali	6
3.3	Capacità portante	6
3.3.1	Generale	6
3.3.2	Caratteristiche tecniche del suolo	7
3.3.3	Capacità portante secondo NTC2018	7
3.3.4	Capacità portante statica con coefficienti di sicurezza	7
3.4	Cedimenti	8
3.4.1	Indicazioni generali	8
3.4.2	Valutazione del modulo elastico E per il calcolo	8
3.4.3	Metodi di calcolo	8
3.4.4	Cedimenti previsti	9
3.4.5	Cedimenti differenziali	9
3.5	Coefficienti di sottofondo	10
4.	CALCOLO DELLE PAVIMENTAZIONI	11
4.1	Generale	11
4.2	Progetto delle pavimentazioni deformabili	11
4.2.1	Metodologia di progettazione	11
4.2.2	Dimensionamento del volume di traffico	11
4.2.3	Caratteristiche del sottosuolo stradale	12
4.2.4	Coefficienti degli strati di pavimentazione strutturale e numero della struttura	12
4.2.5	Sezione della pavimentazione richiesta	12
5.	CALCOLI DI DEFLUSSO	13
5.1	Generale	13
5.2	Metodi di calcolo	13
5.3	Aree di drenaggio	13
5.4	Calcoli di deflusso	13
5.5	Conclusioni	13
6.	RIFERIMENTI	14

APPENDICI

Appendix A

Geotechnical Characterization

Appendix B

Static Bearing capacity calculations – NTC2018

Appendix C

Seismic Bearing capacity calculations – NTC2018

Appendix D

Bearing capacity calculations - Global safety factors

Appendix E

Settlement calculations

Appendix F

Road Calculations

Appendix G

Runoff Calculation

1. GENERALE

1.1

Introduzione

La presente relazione fornisce indicazioni geotecniche e risultati di calcolo per la costruzione dell'impianto di produzione di energia elettrica di **Snowstorm a Melfi 5 x W18V50SG** in Italia. Lo scopo è di presentare i metodi di analisi e i risultati dell'analisi geotecnica compiuta.

Gli argomenti oggetto di studio e le analisi geotecniche presentate in questa relazione sono i seguenti:

- Revisione e discussione dei dati geotecnici ricevuti e considerazione del sito geologico.
- Interpretazione dei dati e discussione delle metodologie per la progettazione geotecnica.
- Progettazione di fondazioni superficiali.
- Calcoli strutturali stradali.
- Calcolo del bacino di impluvio meteorico nell'area del sito.

1.2 Disegni progettuali e specifiche

La documentazione costruttiva da utilizzare in cantiere è contenuta all'interno dei disegni e nelle specifiche. Di seguito i disegni e le specifiche indicate nella presente relazione:

Tabella 1. Indice dei disegni e delle specifiche delle opere di terra.

Tavola n°	Titolo
DBAE 723401	Levelling and drainage
DBAE 723399	Surface materials
DBAE 723400	Earthworks plan
DBAE 807820	Earthworks sections
DBAE 723404	Earthworks Technical Specification

1.3 Normative per la progettazione e la costruzione

Le normative utilizzate nello sviluppo del progetto sono le seguenti:

- **Progettazione e calcolo geotecnico:** Normativa italiana NTC2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni)
- **Progetto pavimenti:** AASHTO (American Association of State Highway Transportation Officials)
- **Controllo di qualità lavorazioni di scavo:** EN ISO e DIN come indicato nelle specifiche degli scavi **DBAE723404**.

1.4 Limitazioni

Alcuni elementi di progetto non rientrano nell'ambito dei servizi forniti da Ramboll. Questi includono la rete di drenaggio all'interno dell'area del sito, i lavori di scavo e le infrastrutture al di fuori dell'area di sviluppo di Wärtsilä, la strada di accesso al sito e il terrapieno all'esterno del cancello.

2. CONDIZIONI DEL SITO

2.1 Descrizione del contesto ambientale

Il progetto Metaenergia Melfi è un ampliamento della struttura esistente, che si trova a sud della zona di ampliamento. Il sito del progetto si trova all'interno di un'area industriale esistente nella città di Melfi (PT), Italia.

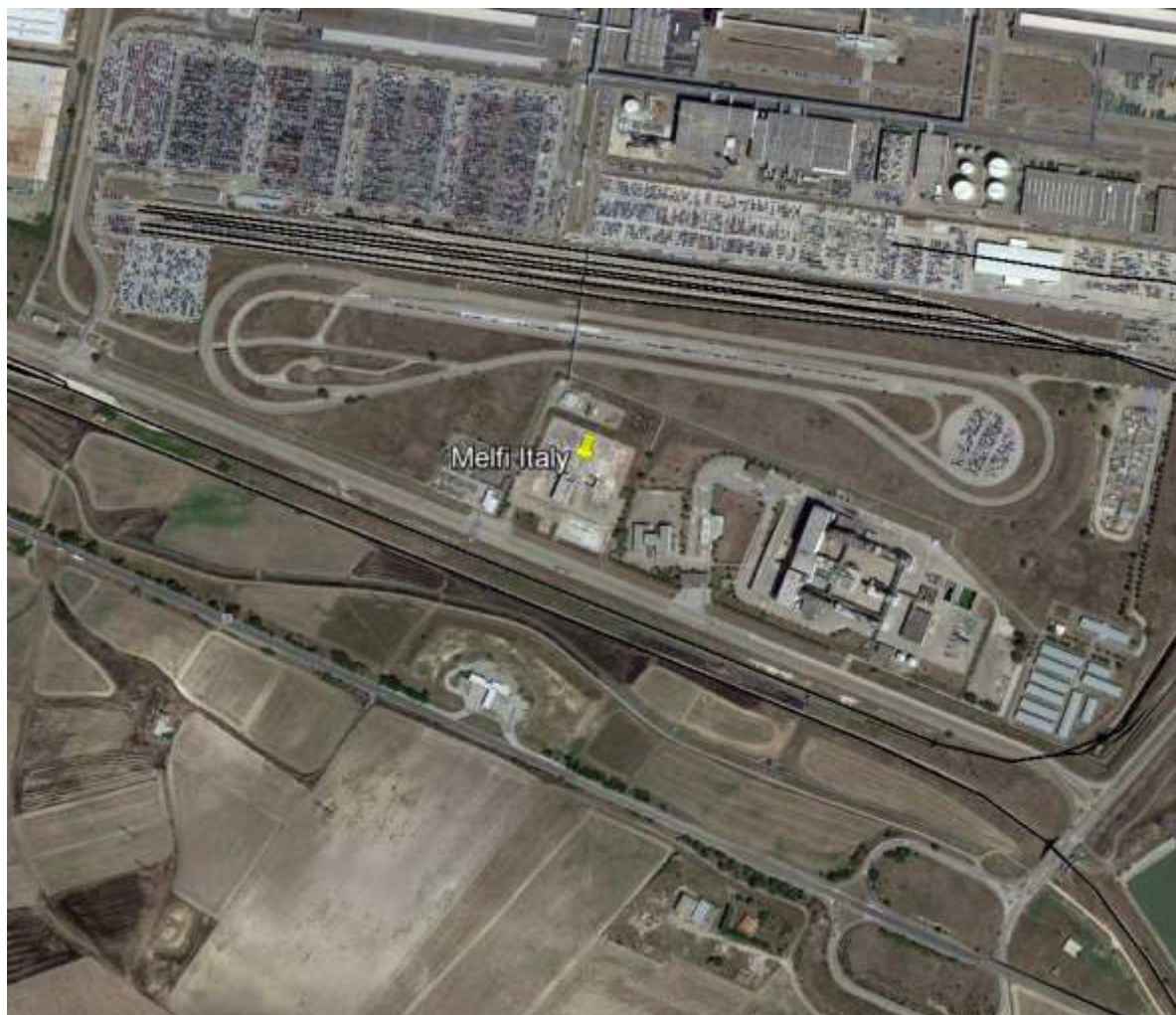


Figura 1. Localizzazione del progetto Metaenergia Melfi

2.2 Dati geotecnici del sito disponibili

Le informazioni geotecniche del sito sono contenute nelle seguenti relazioni:

- Progetto esecutivo. Centrale Elettrica. Relazione Geologica. Documento 01. 2018:002, E, OS21, RG, 01. Aprile 2018.

Le operazioni di indagine del suolo includono:

- 1 foro (S1) realizzato nel Febbraio 2018 spinto fino a una profondità di 30m con test SPT posizionato a nord-est dell'area del sito che però non è interno all'area di progetto ma è molto vicino;
- 4 test dinamici DPSH spinti a una profondità di 18m (DPSH1, DPSH2, SPDH3, DPSH14) realizzati all'interno del sito;

- 6 piezometri con profondità 35m del 2015 (S1, S2, S4, S4, S5, S6 e S7) e 3 piezometri da 15 a 30m di profondità del 2016 (MW1, MW2 e MW3) all'interno del sito.

Le componenti del suolo sono state identificate durante le indagini sul campo, sono stati prelevati campioni e sono stati eseguiti test di laboratorio tra cui curva granulometrica, test di taglio diretto, test edometrici, peso specifico, contenuto di acqua e limiti di Atterberg.

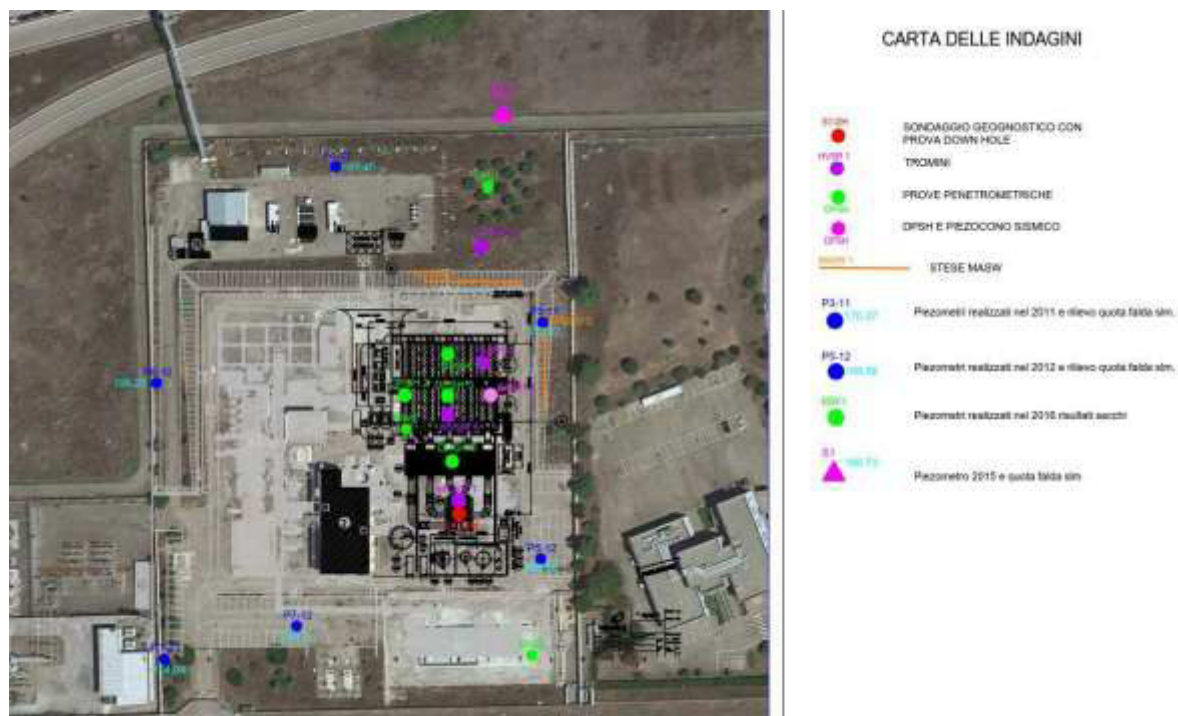


Figura 2. Localizzazione delle indagini

2.3 Topografia e geologia del sito

Secondo le informazioni ricevute, l'attuale altezza del suolo è di +197,50 m sul livello del mare.

Basandosi sulle informazioni ricevute il profilo generale del suolo può essere definito come segue dalla superficie alla fine del profilo investigato:

- **Strato superficiale vegetativo:** da 0.50m a 0.60m di spessore con presenza di materiale organico;
- **Strato di riempimento a base limosa sabbiosa e ghiaiosa:** da 1.0m a 2.0m di spessore molto denso e con valori SPTN > 50;
- **Strato di sabbia e sabbia mista ad argilla e ghiaia:** da 6.0m a 15.0m di spessore da densa a molto densa e con SPTN > 30;
- **Strato di argilla limosa e argilla:** da 10m a 35m di spessore da a molto rigida con valori SPTN > 50.

2.4 Acque sotterranee

Le acque sotterranee sono state intercettate a circa 25m sotto la superficie del terreno.

2.5 Rischio chimico

Nella relazione ricevuta non è disponibile nessuna informazione sull'aggressività dell'acqua e del suolo su cemento o acciaio. Come tale, questo dovrebbe essere controllato e verificato.

In ogni caso Ramboll raccomanda la protezione del calcestruzzo contro il deterioramento, realizzando uno strato di magrone di 50 mm tra la fondazione e lo strato di ghiaia ben compattato, in modo tale da fornire uno spessore maggiore di copertura a lungo termine in base ai dettagli presentati nei disegni dimensionali.

2.6 Rischio di rigonfiamento

In base ai documenti ricevuti non sono stati condotti test di rigonfiamento.

In accordo ai test di laboratorio eseguiti sui campioni estratti, il contenuto di argilla è superiore al 55% e l'indice di plasticità è maggiore del 32%. Sulla base di questi dati il rischio di rigonfiamento stimato è da medio ad alto negli stati argillosi basandosi sulle correlazioni presentate nell'appendice A. Una verifica sull'attività dell'argilla è stato condotto basandosi sull'indice e sul contenuto di argilla che descrive lo strato di argilla come inattivo (attività < 0.75).

È stato inoltre notato che i campioni sono stati presi a profondità maggiori di 6m sotto la superficie il che implica che questo potenziale rigonfiamento può essere compensato dagli strati di suolo sovrastanti.

Basandosi su studi, pubblicazioni e informazioni disponibili non abbiamo trovato evidenza di un rischio di rigonfiamento in Italia, in ogni caso, questo deve essere confermato.

2.7 Rischio sismico e di liquefazione

Secondo la relazione e le aree sismiche italiane (OPCM 3519 28/04/2006) l'area studiata si trova in **Zona 1** con una corrispondente accelerazione di picco tra **0,25*g** e **0,35*g**. In quanto tali, questi valori devono essere utilizzati per la progettazione.

Il rischio di liquefazione è stimato da basso a trascurabile vista la profondità della falda e i valori SPT maggiori di 30 colpi. Questa conclusione coincide con le analisi di liquefazione condotte nel report geologico. È inoltre noto che in accordo alle NTC2018 cap. 7.11.3.4.2 la liquefazione è considerata improbabile viste le condizioni del sito.

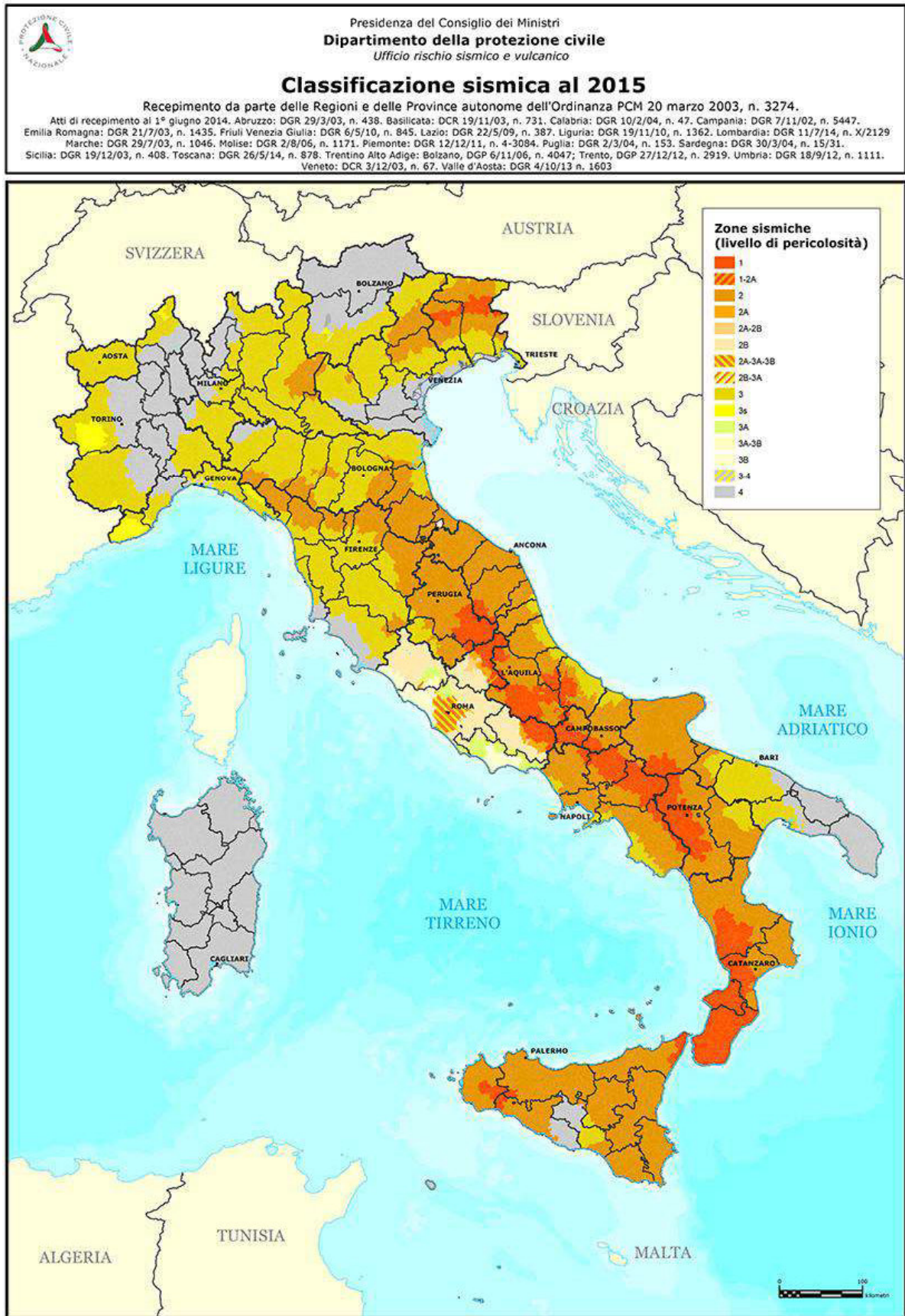


Figura 2. Classificazione sismica al 2015

3. FONDAZIONI SUPERFICIALI

3.1 Generale

Le condizioni del suolo sono generalmente favorevoli e pertanto le fondazioni superficiali possono essere utilizzate per tutte le strutture in sito.

3.2 Carichi strutturali

Il carico strutturale viene calcolato secondo le norme NTC2018 con combinazioni di carico desunte dalla normativa italiana sia per il caso statico che per il caso sismico. L'ingegnere strutturista fornisce una serie di dati tabellati di valori di pressione SLS e ULS al di sotto delle strutture per l'uso di Ramboll. La seguente tabella riassume i dati utilizzati per queste analisi.

Tabella 2. Valori dei carichi di progetto allo SLS e ULS.

Struttura	Pressioni statiche alla base (kPa)		Pressioni sismiche alla base ULS (kPa)		
	SLS	ULS	SLO	SLD	SLV
Engine Hall	75 ¹ (30)	105	-	-	140
Engine W18V50SG	106 ¹ (75)	153	-	-	174

1. I carichi massimi allo SLS derivano da eventi a breve termine come il montaggio, l'installazione, vento o neve. A causa della loro breve durata la loro influenza non viene contemplata nelle condizioni a lungo termine. Le pressioni di base tra parentesi sono stimate come media sul lungo termine e in base alle esperienze acquisite.

3.3 Capacità portante

3.3.1 Generale

Le valutazioni sulla capacità portante delle fondazioni sono condotte per la progettazione **statica e sismica allo stato limite ultimo (ULS)** secondo **NTC2018** e rispettando i requisiti del contratto; i valori utilizzati per la progettazione sono presentati nella Tabella 2 nel paragrafo 3.2.

Tuttavia, viene completata anche la valutazione del coefficiente di sicurezza per permettere al progettista strutturale di effettuare il dimensionamento. Per i valori di progetto si faccia riferimento al paragrafo 4.3.4.

La capacità portante è stata calcolata attraverso l'equazione di Meyerhof (1974), argomentata nel libro Principles of Foundation Design (Das, 1995). La Tabella 3, Paragrafo 3.3.4, mostra i valori adottati per la progettazione di fondazioni superficiali.

La pressione portante delle fondazioni della centrale elettrica Wäartsilä è generalmente molto bassa relativamente alle loro dimensioni e alla capacità portante calcolata. Conseguentemente, si valuta come non critica la capacità portante di quest'ultima.

3.3.2 Caratteristiche tecniche del suolo

L'analisi della capacità portante è stata impostata basandosi su parametri stimati per la sezione di riempimento che è in linea con i materiale incoerenti presenti. I valori adottati per il calcolo dei requisiti di capacità portante sono presentati in Tabella 4.

Tabella 4. Condizioni del terreno superficiale

Parametro	Valore
Peso unitario (kN/m ³)	18
Angolo di attrito (gradi)	32
Coesione (kPa)	0

3.3.3 Capacità portante secondo NTC2018

Ai fini della valutazione della resistenza portante in conformità con **NTC2018**, il progettista strutturale ha fornito la combinazione di carico che produce alla base le più elevate pressioni statiche e sismiche allo stato limite ultimo (ULS) e la capacità portante calcolata con la specifica combinazione di carico specifica adottata nel progetto. Nell'appendice B e C sono presentati i calcoli della capacità portante secondo **NTC2018** per le strutture più critiche.

Tabella 2. Capacità portante statica secondo NTC2018 per le strutture selezionate

Strutture	Massima pressione statica alla base di progetto allo ULS [kPa]	Resistenza statica dalla formula di capacità portante generale [kPa] ^{1,2}	Accettato
Engine Hall	105	2337	Si
Engine W18V50SG	153	621	Si

1. Calcolo della capacità portante statica contenuto nell'Appendice B.
2. La capacità portante di progetto presenta il valore più basso con DA1 Combo 2 (Approccio 1 Combinazione 2) e DA2 Combo 1 (Approccio 2 Combinazione 1).

Tabella 5. Capacità portante statica secondo NTC2018 per le strutture selezionate

Strutture	Massima pressione sismica alla base di progetto allo ULS [kPa] ¹	Resistenza sismica dalla formula di capacità portante generale [kPa] ^{2,3}	Accettato
Engine Hall	140	2311	Si
Engine W18V50SG	174	599	Si

1. La massima pressione sismica alla base presenta il valore più alto (SLV).
2. Calcolo della capacità portante sismica contenuto nell'Appendice C.
3. Il valore di progetto di capacità portante sismica corrisponde allo stato limite SLV.

Le pressioni di base nello stato ULS sono ben al di sotto delle resistenze calcolate. Pertanto è soddisfatto il requisito, secondo **NTC2018**, in cui la resistenza di progetto debba essere superiore alla pressione di base di progetto.

3.3.4 Capacità portante statica con coefficienti di sicurezza

La progettazione ha riguardato anche l'analisi dei coefficienti di sicurezza. L'obiettivo è stato quello di fornire ai progettisti strutturali i dati necessari al dimensionamento preliminare della fondazione e viene qui fornita solamente come riferimento. L'analisi è stata completata utilizzando la procedura di Meyerhof (1974).

Sulla base della valutazione della capacità portante, è consigliato adottare una capacità portante statica ammissibile di **200 kPa per tutti i casi** (coefficiente di sicurezza pari a 3,0) utilizzando per tutte le fondazioni in sito lo stesso metodo di assegnazione del coefficiente di sicurezza.

Si noti inoltre che il valore calcolato effettivo (presentato nell'Appendice D) è nella maggior parte dei casi superiore a questo valore, ciò significa un maggior fattore di sicurezza nella maggior parte dei casi. In aggiunta, i calcoli conformi a NTC2018 sono quelli richiesti nei requisiti del contratto e presentati nel paragrafo 3.3.3.

3.4 Cedimenti

3.4.1 Indicazioni generali

Le indicazioni sui cedimenti, piuttosto che quelle sulla capacità portante, sono generalmente il fattore determinante nel progetto delle fondazioni di una centrale elettrica a causa dei bassi livelli di tolleranza operativa delle macchine installate vista la modesta pressione esercitata sulle fondazioni come descritto nella sezione 3.2.

Il cedimento è stato calcolato utilizzando le pressioni a lungo termine stabilite dall'ingegnere strutturale per strutture Wärtsilä della stessa tipologia.

I calcoli dei cedimenti sono stati basati su un'analisi elastica per i terreni esistenti. Si prevede che almeno il **50 %** del cedimento previsto si sarà manifestato durante la costruzione. Questa stima è considerata prudente, perché il terreno sul sito è per lo più materiale granulare. I cedimenti si verificheranno durante o immediatamente dopo il caricamento.

3.4.2 Valutazione del modulo elastico E per il calcolo

Il cedimento è stato calcolato utilizzando l'ipotesi semplificativa della compressione elastica monodimensionale. L'analisi, usando un insediamento elastico unidimensionale, richiede l'impiego di una pseudo-E di Young per il terreno.

Tabella 6. Modulo elastico E per la valutazione dei cedimenti

Tipologia di suolo	USCS Classificazione suolo	E (MPa)
Materiale di riempimento	GW/SW	30 ¹
Sabbia limosa e sabbia con argilla e ghiaia	SM/SP	14 ²
Argilla limosa e argilla	CL	20 ²

1. *Stima conservativa per materiali pieni, sulla base di esperienze e di requisiti di compattazione.*
2. *Basato su test SPT e relativa stima del modulo $E=300(N+6)$ (Riferito a Bowles, 1996). Il valore in tabella è scelto in modo cautelativo.*
3. *Basato su test SPT and relativa stima del modulo $E=100...500s_u$ (Riferito a Bowles, 1996). Il valore in tabella è scelto in modo cautelativo e è concorde con il modulo E ottenuto nella relazione di indagine.*

3.4.3 Metodi di calcolo

Tutti i cedimenti sono stati stimati utilizzando l'analisi elastica Boussinesq su un'area rettangolare e circolare, rispettivamente. L'aumento dello stress è stato calcolato per il centro e l'angolo/il bordo di ogni fondazione.

Per le fondazioni flessibili, il cedimento viene calcolato al di sotto del centro e dell'angolo/bordo della fondazione. Per fondazioni rigide, il cedimento è stimato al 75% del cedimento previsto per il centro dell'area elastica di dimensioni equivalenti (Rodatz, 1995).

L'abbassamento limite ai fini del calcolo è stato ipotizzato in condizione di cambiamento di stress associato al carico di fondazione uguale o inferiore al 20% della pressione di sovraccarico originale.

3.4.4 Cedimenti previsti

Le stime dei cedimenti delle fondazioni, per le pressioni di progetto fornite, sono riassunte in Tabella 7.

Tabella 7. Stima dei cedimenti per le varie strutture

Struttura	Pressione statica SLS (kPa)	Cedimento totale stimato (max) ^{1,2}	Cedimento a lungo termine ³
Engine Hall	30	Center: 15...20 mm Corner: <5mm	Center: 10...15 mm Corner: <5mm
Engine W18V50SG	75	35...40mm	15...20mm

1. I calcoli dei cedimenti sono presentati nell'appendice E della presente relazione.
2. Il cedimento totale rappresenta il cedimento registrato durante la vita del progetto, dal posizionamento del carico in poi.
3. I cedimenti a lungo termine sono costituiti dai cedimenti stimati durante la costruzione e quando ad esempio i macchinari sono collegati ad aree ausiliarie. Questo è considerato il punto di partenza per la stima dei cedimenti differenziali. Si faccia riferimento al paragrafo 3.4.5.

Il cedimento post-costruzione (cedimento a lungo termine) è stimato in modo conservativo pari a circa il **50 %** del cedimento totale. In realtà, ci si aspetta che il cedimento avvenga in modo pseudo-elastico poichè non è previsto un cedimento di assestamento. Di conseguenza, si prevede che le stime di cedimenti a lungo termine rappresentino un limite superiore prudente per le strutture.

Osservando i valori di cedimento totali si rileva che i cedimenti rimangono all'interno della tolleranza specifica per le strutture Wärtsilä. Anche il cedimento post-costruzione (a lungo termine) rientra nella tolleranza.

3.4.5 Cedimenti differenziali

Si prevede che i cedimenti differenziali siano circa il **50%** dei cedimenti a lungo termine calcolati. La stima si basa sull'esperienza di Ramboll con le fondazioni di Wärtsilä e sulle pubblicazioni scientifiche (si faccia riferimento ad esempio a Smoltczyk, U (2002), Manuale di ingegneria geotecnica). Si noti che i cedimenti a lungo termine non sono uguali ai cedimenti differenziali, illustrati in Tabella 8.

Tabella 8. Cedimenti differenziali tra strutture diverse

Strutture	Cedimento differenziale stimato ¹
Engine Hall Floor vs. Engine	≤ 5mm
Engine Hall Floor vs. Stacks	≤ 10mm

1. I cedimenti differenziali sono stimati il 50% dei cedimenti a lungo termine.

Analizzando la Tabella 8 si deduce che i cedimenti differenziali sono conformi ai criteri di progetto di Wärtsilä, per i carichi statici a lungo termine.

3.5 Coefficienti di sottofondo

Il coefficiente di reazione del sottofondo non è una proprietà fondamentale del suolo ma il suo valore dipende da molti fattori, fra questi la forma delle fondazioni, la rigidità della fondazione, la forma del carico della fondazione, la profondità dell'area di carico sotto il livello del suolo e il tempo. Visto che non è costante per un determinato tipo di suolo la stima di un singolo valore generale è una sfida.

Un modo per stimare il modulo di reazione del sottofondo per le fondazioni superficiali è basato sulla conta dei colpi SPT, l'analisi dei cedimenti e la dimensione delle fondazioni. Il metodo di Das (1997) e precedenti esperienze in situazioni simili, sono state usate per l'analisi.

Basandosi sul valore di progetto delle pressioni in tabella 2 (SLS) e il cedimento stimato per ciascuna fondazioni (tabella 7) il valore di reazione del sottofondo può essere stimato come:
 $k_s = \text{pressione applicata} / \text{cedimento}$

La tabella seguente mostra i risultati per ogni struttura portata.

Tabella 9. Stima dei cedimenti per le varie strutture

Struttura	Pressione statica SLS (kPa)	Cedimento totale stimato	Modulo di reazione di sottofondo (k_s)
Engine Hall	30	Max: 20 mm Min: 15mm	Max: 6.0 MN/m ³ Min: 2.0 MN/m ³
Engine W18V50SG	75	Max: 40 mm Min: 35mm	Max: 2.8 MN/m ³ Min: 1.9 MN/m ³

Basandosi sulle stime sopra riportate il valore raccomandato per il coefficiente di sottofondo per situazioni a lungo termine (carichi permanenti) è $k_s = 2.5 \text{ MN/m}^3$.

Per le situazioni a medio termine come il transito dei mezzi pesanti il suolo è considerato rigido così come per i carichi a lungo termine (carichi permanenti). La ragione è che il suolo è un materiale visco – elastico e così possiede un valore di rigidità maggiore sotto i carichi a breve termine che sotto quelli a lungo termine. Basandosi su questo il modulo di reazione del sottofondo adottato può essere $k_s = 5 \text{ MN/m}^3$.

Questi valori sono da considerarsi ragionevoli e conservativi per lo sviluppo dei calcoli e sono assegnati basandosi sui risultati di nostre analisi e esperienze precedenti sviluppate per Wärtsilä.

4. CALCOLO DELLE PAVIMENTAZIONI

4.1 Generale

Le strade interne del sito di produzione **Metaenergia di Melfi** così come da specifica sono asfaltate o pavimentate con uno strato di base dimensionato in modo tale da poter garantire il passaggio del traffico sia in entrata che in uscita dal sito.

- Tutte le strade del sito devono essere asfaltate. Le strade asfaltate sono chiamate "strutture pavimentate flessibili"

La costruzione delle infrastrutture stradali fuori dai limiti del sito non sono comprese nello scopo del dimensionamento e devono essere basate su un progetto e su standard costruttivi preparati dalla committenza o dall'appaltatore.

4.2 Progetto delle pavimentazioni deformabili

4.2.1 Metodologia di progettazione

Le basi per il progetto sono le American Association of State Transportation Officials (AASHTO) Guide for Design of Pavement Structures. Il Sistema di progettazione AASHTO usa una serie di normogrammi per determinare il numero della struttura (SN). I valori SN sono delle quantità adimensionalizzate che permettono il calcolo delle spessori dei vari componenti del pacchetto strutturale della strada.

La determinazione degli spessori normalizzati (SN) è basata sui seguenti input:

- Volume di traffico pari a 18.000 libbre su singolo asse di carico (ESAL), sez. 12.2.2.
- Caratteristiche del sottofondo stradale (modulo di resilienza), sezione 12.2.3.
- Progettazione della perdita in esercizio (fattore statistico), valore assegnato **3.0** in accordo alla pagina II-10, sezione 2.2.1, AASHTO Standard Design Guidance.
- Affidabilità del traffico, valore assegnato **95%** in accordo alla pagina II-9, sezione 2.1.3 delle linee guida AASHTO.
- Deviazione standard globale, valore assegnato **0,35** in accordo alla pagine II-9, Sezione 2.1.3 delle linee guida AASHTO.

4.2.2 Dimensionamento del volume di traffico

Il volume del traffico dimensionante per questo tipo di attività è determinato dalla stima del traffico dei camion di benzina che occorrono nella vita utile della pavimentazione. Il progetto di della vita utile di una sede stradale è di 20 anni e questo periodo è stato utilizzato nell'analisi.

- 10 camion al giorno

è la quantità corretta per realizzare la progettazione in sicurezza di una strada asfaltata.

Dunque, su 20 anni di operatività, si stima che **73000** camion entreranno e usciranno dal sito. Visto che la strada è a 2 corsie, questo significa che ogni corsia è soggetta a un traffico di 73000 passaggi.

Ogni camion ha inoltre 5 assi e un asse si stima che impartisca 1 ESAL al pavimento strutturale. Dunque il carico calcolato di 18.000lb ESAL è:

$$\# \text{ ESALS} = 73000 \text{ camion} \times 5 \text{ ESAL/camion} = 365000 \text{ ESAL}$$

I normogrammi AASHTO sono quindi utilizzati con un valore di progetto ESAL di **0.4 milioni ESAL** per il pavimento in progetto.

4.2.3 Caratteristiche del sottosuolo stradale

Il sottosuolo stradale del sito è largamente composto da materiale di riempimento. Un CBR di **5** è stato conservativamente stimato.

Il valore CBR è correlato al modulo di resilienza secondo la seguente relazione empirica (AASHTO):

$$M_R = 1500 \cdot CBR \quad (1)$$

dove M_R è il modulo di resilienza (psi), e CBR è il valore adimensionalizzato California Bearing Ratio del sottosuolo. Dunque, un valore di **7.500psi (51.70 MPa)** è usato per le analisi.

4.2.4 Coefficienti degli strati di pavimentazione strutturale e numero della struttura

Il sistema di pavimentazione è composto da tre strati: superficie in asfalto, strada di base in ghiaia e substrato stradale di sabbia e ghiaia. Le caratteristiche progressive di riempimento per lo strato base e il substrato sono fornite nell'appendice B delle specifiche sul terreno, documento **DBAE 723404**.

Il sistema AASHTO applica un coefficiente a ciascuno strato della pavimentazione. Questi coefficienti sono quantità adimensionalizzate relative allo spessore delle unità del pavimento che compongono il numero strutturale della sezione della pavimentazione.

- Asphalt Surface Course: 0,44
- Base Course Gravel: 0,13
- Sub-base Sand and Gravel (or Compacted Laterite): 0,11

Il numero strutturale di una data sezione di pavimento è calcolato usando il seguente metodo:

$$SN = \sum a_i t_i = a_{ac} t_{ac} + a_{base} t_{base} + a_{subbase} t_{subbase} \quad (2)$$

Dove SN è il numero strutturale del pavimento, a è il coefficiente dello strato superiore, e t è lo spessore dello strato in pollici. La formula è empirica e il valor SN non ha unità di misura.

4.2.5 Sezione della pavimentazione richiesta

Le richieste della sezione della pavimentazione delle strade del sito **Metaenergia di Melfi** sono basate sui calcoli nell'appendice F di questo report e sui minimi standard delle strutture di pavimento indicate nelle AASHTO.

Usando il Sistema riassunto nella sezione precedente, il numero strutturale (SN) richiesto del sistema di pavimentazione è **2,8**.

- **Superficie di asfalto:** 70mm
- **Base in ghiaia:** 200mm
- **Substrato in sabbia e ghiaia:** 200mm

La sezione così progettata è adatta per il carico stradale stimato per l'impianto **Metaenergia di Melfi**.

5. CALCOLI DI DEFLUSSO

5.1 Generale

Il Sistema di drenaggio del sito **Metaenergia di Melfi** è esistente e non è necessario provvedere alla progettazione di una rete aggiuntiva. Il sistema di drenaggio esistente è pianificato per convogliare tutta l'acqua dell'area esistente e dell'area di espansione. Il cliente deve verificare che il Sistema di drenaggio esistente sia capace di gestire la quantità d'acqua anche della zona di espansione.

5.2 Metodi di calcolo

Il calcolo del sistema di deflusso nell'area del sito è stato completato in accordo con i principi generali dell'ingegneria. Le verifiche sono riassunte come segue.

La pioggia di progetto determina l'ammontare del flusso attraverso i drenaggi e i piani di livello determinano la direzione del flusso e l'area di drenaggio. Il progetto del drenaggio non è nello scopo di Ramboll e la rete di drenaggio esistente è dimensionata per ricevere e trasferire tutte le precipitazioni relative. Per lo scopo di questo calcolo l'intensità di pioggia è **180 mm/ora** per una durata di **15 minuti**.

5.3 Aree di drenaggio

Le aree di drenaggio sono identificate in base alla topografia e ai piani dei vari livelli. Il flusso dell'acqua è ipotizzato che si sviluppi come un foglio attraverso la superficie viaggiando perpendicolarmente alle linee di contorno. La quantità di acqua drenata è correlata alla superficie considerata.

5.4 Calcoli di deflusso

Il deflusso è calcolato come una frazione della quantità totale di pioggia; la frazione che rientra nel conteggio del drenaggio è basata sul tipo di superficie. L'intensità delle precipitazioni è un fattore moltiplicativo relativo al tipo di superficie. I fattori di superficie applicati per il dimensionamento sono come segue:

- Edifici e asfalto: 0,9 (90% della pioggia è allontanata)
- Aree in ghiaia: 0,5 (50% della pioggia è allontanata)

Questi fattori sono basati sul Sistema di progetto dei drenaggi europei. Il drenaggio calcolato per ogni area di drenaggio è evidenziato nell'appendice G.

5.5 Conclusioni

I risultati del calcolo indicano che il tasso totale di deflusso generato nell'area del sito è di **167 l/s**. Pertanto, il cliente deve verificare che il sistema di drenaggio esistente sia sufficientemente dimensionato per tale quantità aggiuntiva di acqua. I calcoli del deflusso sono forniti nell'Appendice G.

6. RIFERIMENTI

- ASCE (1994), *Bearing Capacity of Soils*, American Society of Civil Engineers, Reprint of Technical Engineering and Design Guide No. 7, United States Army Corps of Engineers, 1994.
- Bowles, J.E., (1996) "Foundation Analysis and Design", 5th ed., McGraw-Hill
- Coduto, D. P. (1994), *Foundation Design, Principles and Practices*, Prentice Hall, ISBN 0-13-335381-8
- Das, B (1995), *Principles of Foundation Engineering*, 2nd ed., PWS Publishing, Englewood Cliffs, New Jersey
- Das, B (2007), *Principles of Foundation Engineering*, 6th ed., Cengage Learning, ISBN 978-81-315-0202-0
- Day, Robert W. (2000), *Geotechnical Engineer's Portable Handbook*, McGraw-Hill
- Norme Tecniche per le costruzioni. Approvate con Decreto Ministeriale il 17 gennaio 2018.
- Holtz, D, and Kovacs, W (1981) *Introduction to Geotechnical Engineering*, Prentice Hall Inc. New Jersey, USA, 1981.
- Hunt, Roy E. (1984), *Geotechnical Engineering Investigation Manual*, McGraw-Hill Book Company
- Lindeburg, (2003) *Civil Engineering Reference Manual.*, 9th edition, Professional publications Inc.
- Naeim, F. (2000) *Seismic Design Handbook*, 2nd ed., Kluwer Academic Publishers, 2000
- Rodatz, W (1995) *Soil Mechanics and Foundation Engineering - Lecture notes*, 9th ed., Technical University of Braunschweig, Germany.
- Smoltczyk, U (2002), *Geotechnical Engineering Handbook, Volumes 1 - 3*, Ernst & Sohn Verlag, Berlin
- Terzaghi K. (1955), "Evaluation of coefficients of subgrade reaction," *Geotechnique*, Vol. 5, London

APPENDIX A

GEOTECHNICAL CHARACTERIZATION

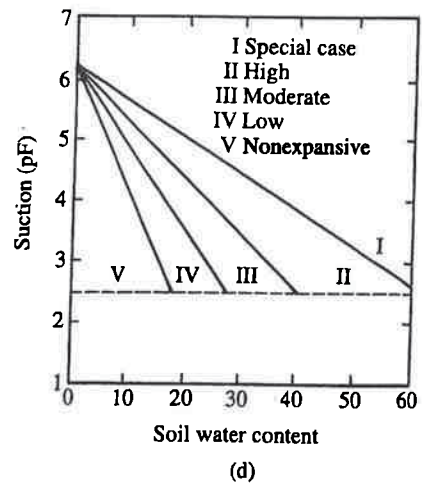
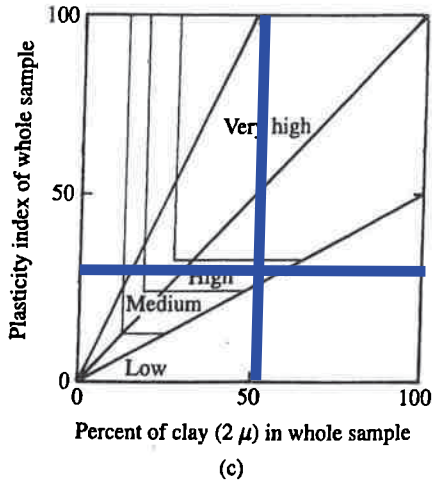
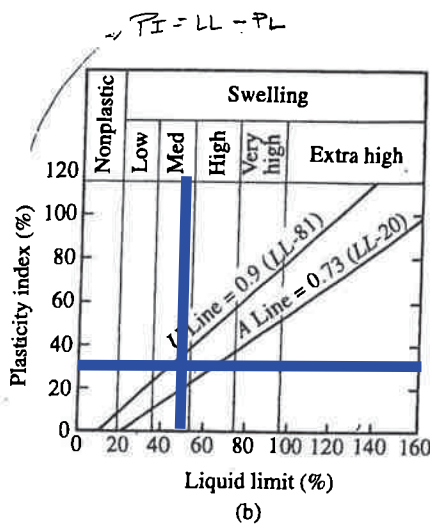
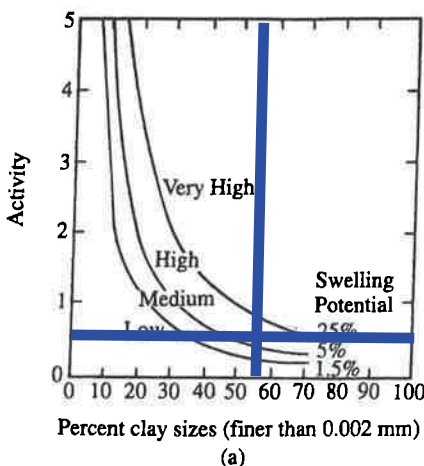
10.10 CLASSIFICATION OF EXPANSIVE SOIL BASED ON INDEX TESTS

Classification systems for expansive soils are based on the problems they create in the construction of foundations (potential swell). Most of the classifications contained in the literature are summarized in Table 10.4 and Figure 10.13. However, the classification system developed by U.S. Army Waterways Experiment Station (Snethen et al., 1977) is the one most widely used in the United States. It has also been summarized by O'Neill and Poormoayed (1980); see Table 10.5.

Input:
 LL= 54%
 IP= 32%
 %clay= 55

Clay activity:
 Activity = (IP / %clay)

Activity=32/55=0.58



▼ **FIGURE 10.13** Commonly used criteria for determining swell potential (after Abduljawwad and Al-Sulaimani, 1993)

APPENDIX B STATIC BEARING CAPACITY CALCULATIONS – NTC2018

BEARING CAPACITY OF FOOTING ON SOIL

Structure: Engine hall

Project: Melfi

Location: Italy

Project number: 1510039437

Design Approach: DA1, Combo 2

According to NTC2018

Combination 2: A2+M2+R2**Partial coefficients for actions A2**

Partial factor for permanent action (favourable) $\gamma_{G_sup,1} := 1.0$

Partial factor for variable action (unfavourable) $\gamma_{Q_sup,1} := 1.3$

Partial factors for soil parameters M2

Partial factor for effective cohesion $\gamma_{c',1} := 1.25$

Partial factor for angle of shear resistance $\gamma_{\phi',1} := 1.25$

Partial resistance factor R2

Partial factor for resistance $\gamma_{R,1} := 1.1$

Design Approach: DA2, Combo 1

According to NTC2018

Combination 1: A1+M1+R3**Partial coefficients for actions A1**

Partial factor for permanent action (favourable) $\gamma_{G_sup,2} := 1.3$

Partial factor for variable action (unfavourable) $\gamma_{Q_sup,2} := 1.5$

Partial factors for soil parameters M1

Partial factor for effective cohesion $\gamma_{c',2} := 1.0$

Partial factor for angle of shear resistance $\gamma_{\phi',2} := 1.0$

Partial resistance factor R3

Partial factor for resistance $\gamma_{R,2} := 2.3$

SOIL PARAMETERS

Water table: $d := 25 \cdot \text{m}$

Unit weight of soil: $\gamma := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

$$\gamma' := \gamma - 10 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Cohesion: $c_u := 0 \text{ kPa}$

Friction angle: $\phi := 32 \text{ deg}$

FOUNDATION DIMENSIONS

Foundation width (shorter edge) $B := 25.86 \text{ m}$

Foundation Length (longer edge) $L_u := 44.10 \text{ m}$

Foundation depth in soil $D := 0.8 \text{ m}$

**MAXIMUM BASE PRESSURE IN ULS:
(Static)**

$q_{ult_load} := 105 \text{ kPa}$

According to structural engineers
input

CALCULATIONS DA1 COMB2:**Design values for soil parameters:**

$$\phi'_{d,1} := \operatorname{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{\gamma_{c',1}}\right) \quad \phi'_{d,1} = 26.56 \text{ deg}$$

$$c_{d,1} := \frac{c}{\gamma_{c',1}} \quad c_{d,1} = 0 \text{ kPa}$$

Bearing capacity factors

$$\begin{array}{l} \text{Surcharge factor} \\ N_q := \begin{cases} 1.0 & \text{if } \phi'_{d,1} = 0 \\ \tan\left(45\text{deg} + \frac{\phi'_{d,1}}{2}\right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi'_{d,1})} & \text{otherwise} \end{cases} \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{(Reissner 1924)} \\ N_q = 12.588 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Cohesion factor} \\ N_c := \begin{cases} 5.14 & \text{if } \phi'_{d,1} = 0 \\ (N_q - 1) \cot(\phi'_{d,1}) & \text{otherwise} \end{cases} \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{(Prandtl 1921)} \\ N_c = 23.18 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Unit weight factor} \\ N_\gamma := \begin{cases} 0.0 & \text{if } \phi'_{d,1} = 0 \\ 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi'_{d,1}) & \text{otherwise} \end{cases} \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{(Vesic 1973)} \\ N_\gamma = 13.585 \end{array}$$

Shape factors

(De Beer 1970)

$$F_{CS} := 1 + \left(\frac{\min(B, L)}{\max(B, L)}\right) \cdot \left(\frac{N_q}{N_c}\right) \quad F_{CS} = 1.318$$

$$F_{QS} := 1 + \left(\frac{\min(B, L)}{\max(B, L)}\right) \cdot \tan(\phi'_{d,1}) \quad F_{QS} = 1.293$$

$$F_{\gamma S} := 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{\min(B, L)}{\max(B, L)}\right) \quad F_{\gamma S} = 0.765$$

Depth Factors

(Hansen 1970)

$$F_{cd} := \begin{cases} 1 + 0.4 \cdot \left(\frac{D}{\min(B, L)}\right) & \text{if } \frac{D}{\min(B, L)} \leq 1.0 \\ 1 + 0.4 \cdot \operatorname{atan}\left(\frac{D}{\min(B, L)}\right) & \text{if } \frac{D}{\min(B, L)} > 1.0 \end{cases} \quad F_{cd} = 1.012$$

$$F_{qd} := \begin{cases} 1 + 2 \cdot \tan(\phi'_{d,1}) \cdot (1 - \sin(\phi'_{d,1}))^2 \cdot \frac{D}{\min(B, L)} & \text{if } \frac{D}{\min(B, L)} \leq 1.0 \\ 1 + 2 \cdot \tan(\phi'_{d,1}) \cdot (1 - \sin(\phi'_{d,1}))^2 \cdot \operatorname{atan}\left(\frac{D}{\min(B, L)}\right) & \text{if } \frac{D}{\min(B, L)} > 1.0 \end{cases} \quad F_{qd} = 1.009$$

$$F_{\gamma d} := 1.0$$

Inclination Factors

Neglected

Water influence:

$$q_1 := \begin{cases} d \cdot \gamma + (D - d) \cdot \gamma' & \text{if } d < D \\ (D \cdot \gamma) & \text{otherwise} \end{cases} \quad q_1 = 14.40 \cdot \text{kPa}$$

$$\gamma_1 := \begin{cases} \gamma' & \text{if } d - D \leq 0 \\ \gamma' + \frac{(d - D)}{B} \cdot (\gamma - \gamma') & \text{if } 0 < d - D \leq B \\ \gamma & \text{otherwise} \end{cases} \quad \gamma_1 = 17.36 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Bearing resistance

$$q_{\text{ult_br.1}} := c_{d.1} \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} + q_1 \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \min(B, L) \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \quad \text{Mayerhof (1963)}$$

$$q_{\text{ult_br.1}} = 2570 \cdot \text{kPa}$$

$$q_{\text{ult_d.1}} := \frac{q_{\text{ult_br.1}}}{\gamma_{R.1}} \quad q_{\text{ult_d.1}} = 2337 \cdot \text{kPa}$$

OVER DESIGN FACTOR

$$\text{ODF} := \frac{q_{\text{ult_d.1}}}{q_{\text{ult_load}}}$$

$$\text{ODF} = 22.255$$

Bearing capacity is adequate since ODF > 1.0

CALCULATIONS DA2 COMB1:**Design values for soil parameters:**

$$\phi'_{d.2} := \text{atan} \left(\frac{\tan(\phi)}{\gamma_{\phi'.2}} \right) \quad \phi'_{d.2} = 32 \cdot \text{deg}$$

$$c_{d.2} := \frac{c}{\gamma_{c'.2}} \quad c_{d.2} = 0 \cdot \text{kPa}$$

Bearing capacity factors

$$N_{q_1} := \begin{cases} 1.0 & \text{if } \phi'_{d.2} = 0 \\ \tan \left(45 \text{deg} + \frac{\phi'_{d.2}}{2} \right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi'_{d.2})} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{(Reissner 1924)} \\ N_q = 23.177 \end{array}$$

$$N_{c_1} := \begin{cases} 5.14 & \text{if } \phi'_{d.2} = 0 \\ (N_q - 1) \cot(\phi'_{d.2}) & \text{otherwise} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{(Prandtl 1921)} \\ N_c = 35.49 \end{array}$$

$$N_{\gamma_1} := \begin{cases} 0.0 & \text{if } \phi'_{d.2} = 0 \\ 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi'_{d.2}) & \text{otherwise} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{(Vesic 1973)} \\ N_\gamma = 30.215 \end{array}$$

Shape factors

(De Beer 1970)

$$F_{cs} := 1 + \left(\frac{\min(B, L)}{\max(B, L)} \right) \cdot \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \quad F_{cs} = 1.383$$

$$F_{qs} := 1 + \left(\frac{\min(B, L)}{\max(B, L)} \right) \cdot \tan(\phi'_{d,2}) \quad F_{qs} = 1.366$$

$$F_{\gamma s} := 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{\min(B, L)}{\max(B, L)} \right) \quad F_{\gamma s} = 0.765$$

Depth Factors

(Hansen 1970)

$$F_{cd} := \begin{cases} 1 + 0.4 \cdot \left(\frac{D}{\min(B, L)} \right) & \text{if } \frac{D}{\min(B, L)} \leq 1.0 \\ 1 + 0.4 \cdot \operatorname{atan} \left(\frac{D}{\min(B, L)} \right) & \text{if } \frac{D}{\min(B, L)} > 1.0 \end{cases} \quad F_{cd} = 1.012$$

$$F_{qd} := \begin{cases} 1 + 2 \cdot \tan(\phi'_{d,2}) \cdot (1 - \sin(\phi'_{d,2}))^2 \cdot \frac{D}{\min(B, L)} & \text{if } \frac{D}{\min(B, L)} \leq 1.0 \\ 1 + 2 \cdot \tan(\phi'_{d,2}) \cdot (1 - \sin(\phi'_{d,2}))^2 \cdot \operatorname{atan} \left(\frac{D}{\min(B, L)} \right) & \text{if } \frac{D}{\min(B, L)} > 1.0 \end{cases} \quad F_{qd} = 1.009$$

$$F_{\gamma d} := 1.0$$

Inclination Factors

Neglected

Water influence:

$$q_2 := \begin{cases} d \cdot \gamma + (D - d) \cdot \gamma' & \text{if } d < D \\ (D \cdot \gamma) & \text{otherwise} \end{cases} \quad q_2 = 14.40 \cdot \text{kPa}$$

$$\gamma_2 := \begin{cases} \gamma' & \text{if } d - D \leq 0 \\ \gamma' + \frac{(d - D)}{B} \cdot (\gamma - \gamma') & \text{if } 0 < d - D \leq B \\ \gamma & \text{otherwise} \end{cases} \quad \gamma_2 = 17.36 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

**Bearing
resistance**

$$q_{ult_br.2} := c_{d.2} \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} + q_2 \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot \min(B, L) \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d}$$

Mayerhof
(1963)

$$q_{ult_br.2} = 5651 \cdot \text{kPa}$$

$$q_{ult_d.2} := \frac{q_{ult_br.2}}{\gamma_{R.2}}$$

$$q_{ult_d.2} = 2457 \cdot \text{kPa}$$

**OVER DESIGN
FACTOR**

$$\text{ODF} := \frac{q_{ult_d.2}}{q_{ult_load}}$$

$$\text{ODF} = 23.398$$

Bearing capacity is adequate since ODF > 1.0

APPENDIX C

SEISMIC BEARING CAPACITY CALCULATIONS – NTC2018

SEISMIC BEARING CAPACITY OF FOOTING ON SOIL

According to
Meyerhofs general bearing capacity
formula. Refer to Italian Code NTC2018

Structure: Engine hall

Project: Melfi

Location: Italy

Project number: 1510039437

SOIL PARAMETERS

Water table:

$$d := 25 \cdot \text{m}$$

Unit weight of soil:

$$\gamma := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma' := \gamma - 10 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Cohesion:

$$c := 0 \text{ kPa}$$

Friction angle:

$$\phi := 32 \text{ deg}$$

FOUNDATION DIMENSIONS

Foundation width (shorter edge)

$$B := 25.86 \text{ m}$$

Foundation Length (longer edge)

$$L := 44.10 \text{ m}$$

Foundation depth in soil

$$D := 0.8 \text{ m}$$

SEISMIC PARAMETERS

Category of soil:

Category C

(According to NTC2018, Tab.3.2.II)

Category of topography:

Category T1

(According to NTC2018, Tab.3.2.III)

Coefficient of topographic amplification:

$$S_T := 1$$

(According to NTC2018, Tab. 3.2.V)

Class of use:

Class IV

(According to NTC2018, Section 2.4.2)

Partial coefficient for resistance:

$$\gamma_R := 2.3$$

(According to NTC2018, Tab. 7.11.II)

SEISMIC LIMIT STATES INPUT**Limit state (SLV)**

Maximum base pressure SLV:

(According to structural engineers input)

$$q_{\text{ult_load},3} := 140 \text{ kPa}$$

Max. horizontal acceleration for reference:

$$a_{g,3} := 0.274 \cdot g$$

(From GEOSTRU website)

Factor of spectrum amplification:

$$F_{0,3} := 2.384$$

(From GEOSTRU website)

Reference factor for spectrum:

$$T_{c,3} := 0.415 \cdot \text{s}$$

(From GEOSTRU website)

Coefficient of acceleration reduction:

$$\beta_{s,3} := 0.28$$

(According to NTC2018, Tab. 7.11.I)

Coefficient of stratigraphy:

(Formula depends on category of soil)

$$S_S := 1.70 - 0.60 \cdot F_{0,3} \cdot \frac{a_{g,3}}{g}$$

(According to NTC2018, Tab. 3.2.IV)

$$S_{S,3} := \begin{cases} S_S & \text{if } S_S \leq 1.5 \\ 1 & \text{if } S_S < 1 \\ 1.5 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$S_{S,3} = 1.308$$

Max. horizontal acceleration expected:	$a_{\max,3} := S_{S,3} \cdot S_T \cdot a_{g,3}$	(According to NTC2018, Section 7.11.3.5.2)
	$a_{\max,3} = 3.515 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$	
Horizontal seismic coefficient:	$k_{h,3} := \beta_{s,3} \cdot \frac{a_{\max,3}}{g}$	(According to NTC2018, Section 7.11.6.2.1)
	$k_{h,3} = 0.1$	
Vertical seismic coefficient:	$k_{v,\text{sup},3} := 0.5 \cdot k_{h,3} = 0.05$	(According to NTC2018, Section 7.11.6.2.1)
	$k_{v,\text{inf},3} := -0.5 \cdot k_{h,3} = -0.05$	

BEARING CAPACITY CALCULATIONS:

Bearing capacity factors

Surcharge factor	$N_q := \begin{cases} 1.0 & \text{if } \phi = 0 \\ \tan\left(45\text{deg} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi)} & \text{otherwise} \end{cases}$	(Reissner 1924) $N_q = 23.177$
------------------	--	-----------------------------------

Cohesion factor	$N_c := \begin{cases} 5.14 & \text{if } \phi = 0 \\ (N_q - 1) \cot(\phi) & \text{otherwise} \end{cases}$	(Prandtl 1921) $N_c = 35.49$
-----------------	--	---------------------------------

Unit weight factor	$N_\gamma := \begin{cases} 0.0 & \text{if } \phi = 0 \\ 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi) & \text{otherwise} \end{cases}$	(Vesic 1973) $N_\gamma = 30.215$
--------------------	--	-------------------------------------

Shape factors (De Beer 1970)

$F_{cs} := 1 + \left(\frac{\min(B, L)}{\max(B, L)}\right) \cdot \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$F_{cs} = 1.383$
---	------------------

$F_{qs} := 1 + \left(\frac{\min(B, L)}{\max(B, L)}\right) \cdot \tan(\phi)$	$F_{qs} = 1.366$
---	------------------

$F_{\gamma s} := 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{\min(B, L)}{\max(B, L)}\right)$	$F_{\gamma s} = 0.765$
--	------------------------

Depth Factors (Hansen 1970)

$F_{cd} := \begin{cases} 1 + 0.4 \cdot \left(\frac{D}{\min(B, L)}\right) & \text{if } \frac{D}{\min(B, L)} \leq 1.0 \\ 1 + 0.4 \cdot \text{atan}\left(\frac{D}{\min(B, L)}\right) & \text{if } \frac{D}{\min(B, L)} > 1.0 \end{cases}$	$F_{cd} = 1.012$
--	------------------

$F_{qd} := \begin{cases} 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \frac{D}{\min(B, L)} & \text{if } \frac{D}{\min(B, L)} \leq 1.0 \\ 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \text{atan}\left(\frac{D}{\min(B, L)}\right) & \text{if } \frac{D}{\min(B, L)} > 1.0 \end{cases}$	$F_{qd} = 1.009$
---	------------------

$$F_{\gamma d} := 1.0$$

Inclination Factors

Neglected

Water influence:

$$q := \begin{cases} d \cdot \gamma + (D - d) \cdot \gamma' & \text{if } d < D \\ (D \cdot \gamma) & \text{otherwise} \end{cases} \quad q = 14.40 \cdot \text{kPa}$$

$$\gamma_w := \begin{cases} \gamma' & \text{if } d - D \leq 0 \\ \gamma' + \frac{(d - D)}{B} \cdot (\gamma - \gamma') & \text{if } 0 < d - D \leq B \\ \gamma & \text{otherwise} \end{cases} \quad \gamma = 17.36 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Calculations for SLV limit state:

Inertial seismic factors

(Paolucci & Pecker 1997)

$$z_{q,3} := \left(1 - \frac{k_{h,3}}{\tan(\phi)} \right)^{0.35} \quad z_{q,3} = 0.941$$

$$z_{\gamma,3} := z_{q,3} \quad z_{\gamma,3} = 0.941$$

$$z_{c,3} := 1 - 0.32 \cdot k_{h,3} \quad z_{c,3} = 0.968$$

Seismic bearing resistance

(Hansen 1970)

$$q_{\text{ult_seismic_br.3}} := c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot z_{c,3} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot z_{q,3} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \min(B, L) \cdot N_{\gamma} \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot z_{\gamma,3}$$

$$q_{\text{ult_seismic_br.3}} = 5315 \cdot \text{kPa}$$

$$q_{\text{ult_seismic_d.3}} := \frac{q_{\text{ult_seismic_br.3}}}{\gamma_R} \quad q_{\text{ult_seismic_d.3}} = 2311 \cdot \text{kPa}$$

**OVER DESIGN
FACTOR**

$$\text{ODF} := \frac{q_{\text{ult_seismic_d.3}}}{q_{\text{ult_load.3}}}$$

ODF = 16.506

Bearing capacity is adequate since ODF > 1.0

APPENDIX D

BEARING CAPACITY CALCULATIONS - GLOBAL SAFETY FACTORS

BEARING CAPACITY OF FOOTING ON SOIL

(Reference: B.M. Das. Principles of Foundation Engineering, 3rd edition)

Project: Melfi**Project number:** 1510039437**Structure:** Engine Hall**Soil parameters:**Water table: $d := 25 \cdot \text{m}$ Unit weights of soil: $\gamma_{\text{soil}} := 18 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ $\gamma' := 8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ Strength parameters of soil: $\phi := 32^\circ$ $c := 0 \cdot \text{kPa}$ **Foundation data:**Foundation dimensions: $L := 44.10 \cdot \text{m}$ $B := 25.86 \cdot \text{m}$ Foundation depth: $D_f := 0.8 \cdot \text{m}$ **Factor of safety:** $FS := 3$ **Bearing Capacity with general equation**

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Bearing capacity factors:
(Table 3.4, p.144)

$$N_q := \begin{cases} 1.0 & \text{if } \phi = 0 \\ \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi)} & \text{otherwise} \end{cases} \quad N_q = 23.177$$

$$N_c := \begin{cases} 5.14 & \text{if } \phi = 0 \\ (N_q - 1) \cot(\phi) & \text{otherwise} \end{cases} \quad N_c = 35.49$$

$$N_{\gamma} := \begin{cases} 0.0 & \text{if } \phi = 0 \\ 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$N_{\gamma} = 30.215$$

Shape factors:
(Table 3.4, p.147))

$$F_{qs} := 1 + 0.1 \cdot \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)^2 = 1.19$$

$$F_{\gamma s} := F_{qs} = 1.19$$

$$F_{cs} := 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)^2 = 1.38$$

Depth factors:
(Table 3.4, p.147))

$$F_{qd} := 1 + 0.1 \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right) \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = 1.01$$

$$F_{\gamma d} := F_{qd} = 1.01$$

$$F_{cd} := 1 + 0.2 \cdot \left[\left(\frac{D_f}{B}\right) \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)\right] = 1.01$$

Inclination factors are **neglected**

Water table influence:
(p.38)

$$q := \begin{cases} d \cdot \gamma_{\text{soil}} + (D_f - d) \cdot \gamma' & \text{if } d < D_f \\ (D_f \cdot \gamma_{\text{soil}}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$q = 14.40 \cdot \text{kPa}$$

$$\gamma := \begin{cases} \gamma' & \text{if } d - D_f \leq 0 \\ \gamma' + \frac{(d - D_f)}{B} \cdot (\gamma_{\text{soil}} - \gamma') & \text{if } 0 < d - D_f \leq B \\ \gamma_{\text{soil}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\gamma = 17.36 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$q_u := c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} = 8520 \cdot \text{kPa}$$

Correction of Bearing Capacity for large footings if $B > 6\text{ft}$:
(U.S. Army Corps of Engineers)

$$r_\gamma := 1 - 0.25 \cdot \log\left(\frac{B \cdot \frac{1}{\text{m}}}{6 \cdot 0.3048}\right) = 0.712$$

$$q_{ult} := \begin{cases} c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot r_\gamma & \text{if } B > 1.83 \cdot \text{m} \\ \left(c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

Ultimate Bearing Capacity:

$$q_{ult} = 6185 \cdot \text{kPa}$$

Allowable Bearing Capacity

$$q_{all} := \frac{q_{ult}}{FS} = 2062 \cdot \text{kPa}$$

APPENDIX E SETTLEMENT CALCULATIONS

SETTLEMENT ESTIMATION OF UNIFORMLY LOADED RECTANGULAR AREA

Stresses calculation by Boussinesq

Project: Melfi
Location: Italy
Structure: Engine hall

Cut-off depth condition: $q < 0,2 * \sigma'_0$

Initial Data:

Water table= 25 m
 γ concrete= 25 kN/m³
 γ soil= 18 kN/m³
 $\gamma' =$ 8 kN/m³

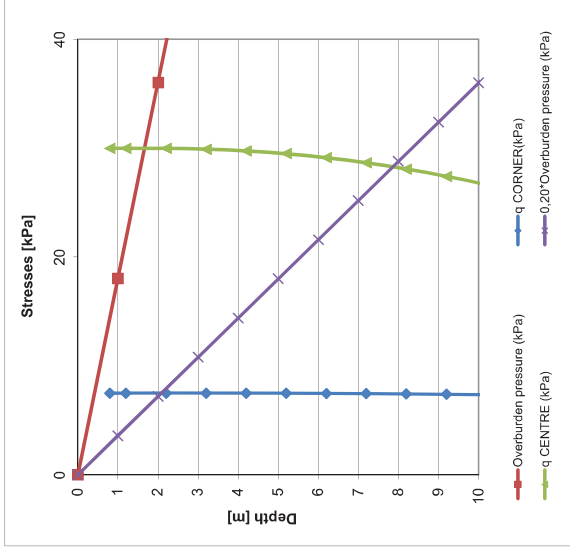
Cut-off depth: 8 m

Dimensions and Load:

L= 44,10 m
 B= 25,86 m
 Foundation depth= 0,80 m
 $\sigma'_t =$ 30 kPa

Estimated based on experience

L/2= 22,05 m
 B/2= 12,93 m



Calculations:

Depth below surface (m)	Thickness (m)	Depth below foundation	E (kPa)	Below corner					S _{corner} (m)
				r1	r2	r	i	oz (kPa)	
0,80	0,00	0,00	30000	44,10	25,86	51,12	0,25	7,5	0,000162
1,20	0,40	0,40	14000	44,10	25,86	51,12	0,25	7,499986893	0,000214
2,20	1,00	1,40	14000	44,12	25,90	51,14	0,25	7,499439753	0,000536
3,20	1,00	2,40	14000	44,17	25,97	51,18	0,25	7,497195524	0,000536
4,20	1,00	3,40	14000	44,23	26,08	51,24	0,25	7,492103333	0,000535
5,20	1,00	4,40	14000	44,32	26,23	51,31	0,25	7,483105105	0,000535
6,20	1,00	5,40	14000	44,43	26,42	51,41	0,25	7,469266245	0,000534
7,20	1,00	6,40	14000	44,56	26,64	51,52	0,25	7,449799043	0,000533
8,20	1,00	7,40	14000	44,72	26,90	51,66	0,25	7,42407794	0,000531
9,20	1,00	8,40	14000	44,89	27,19	51,81	0,25	7,391646503	0,000529
10,20	1,00	9,40	14000	45,09	27,52	51,98	0,25	7,352216623	0,000527
11,20	1,00	10,40	14000	45,31	27,87	52,17	0,24	7,305660933	0,000523
12,20	1,00	11,40	20000	45,55	28,26	52,38	0,24	7,251999807	0,000364
13,20	1,00	12,40	20000	45,81	28,68	52,61	0,24	7,191384437	0,000361
14,20	1,00	13,40	20000	46,09	29,13	52,85	0,24	7,124077508	0,000358
15,20	1,00	14,40	20000	46,39	29,60	53,11	0,24	7,050432827	0,000354
16,20	1,00	15,40	20000	46,71	30,10	53,39	0,23	6,970875076	0,000351
17,20	1,00	16,40	20000	47,05	30,62	53,69	0,23	6,885880607	0,000346
18,20	1,00	17,40	20000	47,41	31,17	54,00	0,23	6,795959903	0,000342
19,20	1,00	18,40	20000	47,78	31,74	54,33	0,22	6,701642125	0,000337
20,20	1,00	19,40	20000	48,18	32,33	54,68	0,22	6,603461915	0,000333
21,20	1,00	20,40	20000	48,59	32,94	55,04	0,22	6,501948511	0,000328
21,70	0,50	20,90	20000	48,80	33,25	55,23	0,22	6,450103587	0,000162

Scenter= 4,0 mm

r1	r2	r	i	4*i	Below center		
					oz (kPa)	ozaverage e (kPa)	S _{center} (m)
22,05	12,93	25,56	0,25	1,00	1,00	30	0,000428
22,05	12,94	25,56	0,25	1,00	29,999581	29,9998	0,000857
22,09	13,01	25,60	0,25	1,00	29,982248	29,9909	0,002142
22,18	13,15	25,67	0,25	1,00	29,912792	29,9475	0,002139
22,31	13,37	25,79	0,25	0,99	29,761162	29,837	0,002131
22,48	13,66	25,94	0,25	0,98	29,5069	29,634	0,002117
22,70	14,01	26,13	0,24	0,97	29,140174	29,3235	0,002095
22,96	14,43	26,35	0,24	0,96	28,660987	28,9006	0,002064
23,26	14,90	26,61	0,23	0,94	28,077174	28,3691	0,002026
23,60	15,42	26,91	0,23	0,91	27,401896	27,7395	0,001981
23,97	15,99	27,24	0,22	0,89	26,651215	27,0266	0,001930
24,38	16,59	27,60	0,22	0,86	25,842104	26,2467	0,001875
24,82	17,24	27,99	0,21	0,83	24,99102	25,4166	0,001821
25,30	17,91	28,41	0,20	0,80	24,113009	24,552	0,001728
25,80	18,62	28,86	0,19	0,77	23,221232	23,6671	0,001683
26,34	19,35	29,34	0,19	0,74	22,326815	22,774	0,001639
26,90	20,11	29,84	0,18	0,71	21,438889	21,8829	0,001594
27,48	20,88	30,37	0,17	0,69	20,564746	21,0018	0,001550
28,09	21,68	30,92	0,16	0,66	19,710052	20,1374	0,001507
28,72	22,49	31,50	0,16	0,63	18,879073	19,2946	0,001465
29,37	23,31	32,09	0,15	0,60	18,074902	18,477	0,001424
30,04	24,15	32,70	0,14	0,58	17,299659	17,6873	0,001384
30,38	24,58	33,02	0,14	0,56	16,923327	17,1115	0,001342

Scenter= 15,6 mm

APPENDIX F ROAD CALCULATIONS

CALCULATION OF ASPHALT PAVEMENT

Project: Melfi, Italy
 Date: 20.4.2018

1 psi = 6890 Pa
 1" = 1 in = 25,40 mm
 1 ft = 0,3048 m
 1 ESAL = 18000 lb = 8170 kg

Calculations based on AASHTO method (1993).

SUBSOIL PARAMAETERS

Subsoil: Fill material or silty sand
 Roadbed Soil Resilient Modulus: $M_R =$ 7500 psi = 51,7 Mpa

OTHER FACTORS

Design Serviceability Loss (p. II-10, sect. 2.2.1): $\Delta PSI =$ 3
 Reliability of Traffic (p. II-9, sect. 2.1.3): $R =$ 95 %
 Overall Standard Deviation (p. II-9, sect. 2.1.3): $S_0 =$ 0,35

ESTIMATED TRAFFIC FOR DESIGN

Design axel load: $1 \text{ axle} \sim$ 8,17 tn = 1,0 ESAL
1 ESAL
 Number of axels on one truck: 5 pc
 Estimated number of trucks / day: 10 truck/d
 Years for design: 20 years
 Total number of trucks in design years: 73000 trucks
 Total axels in design years: 365000 axles
 Assumed contribution of cars: $W_{18} =$ 365000 ESAL
 \sim 0,4 milj. ESAL

REQUIRED THICKNESSES OF STRUCTURAL LAYERS

Design structural number (from nomograph): $SN =$ 2,8
 Layers coefficients (p. I-6):
 asphalt $a_1 =$ 0,44
 base course $a_2 =$ 0,13
 sub base $a_3 =$ 0,11
 Design layers thicknesses:
 asphalt $t_1 =$ 70 mm = 2,8 in
 base course $t_2 =$ 200 mm = 7,9 in
 sub base $t_3 =$ 200 mm = 7,9 in

$$SN = \sum a_i \cdot t_i$$

$SN =$ 3,10 > 2,8

NOTE: these are minimum requirements according to AASHTO

METAENERGIA MELFI
ASPHALT PAVEMENT

MONOGRAPH SOLVES:

$$\log_{10} W = Z_R * S_0 + 9.36 * \log_{10} (SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta \text{PSI}}{4.2 - 1.5} \right] + 2.32 * \log_{10} M_R - 8.07}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}}$$

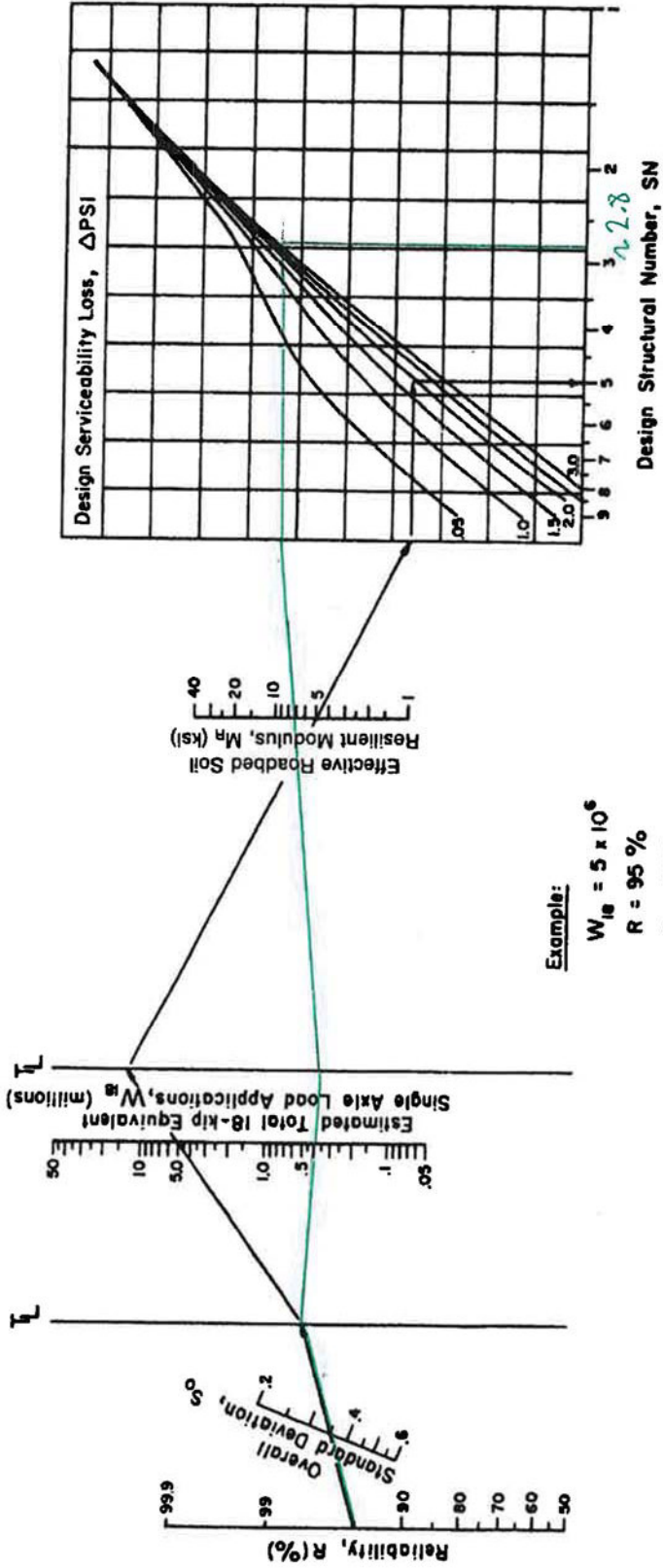


Figure 3.1. Design Chart for Flexible Pavements Based on Using Mean Values for Each Input

APPENDIX G RUNOFF CALCULATIONS

CALCULATION OF DESIGN FLOW VOLUMES - DRAINAGE SYSTEM

Project	Melfi
Location	Italy
Client	Wärtsilä / Citec
Date	18 April 2018

INPUT SITE DESIGN DATA

Rainfall Event

Design Rainfall	180	mm/hour
Duration of Rainfall Event	15	minutes

Site Data

Area

Total Site	4565	m ²
Grass	0	m ²
Gravel	1935	m ²
Paving/Building	2630	m ²

Note: Refer to surface materials drawing DBAE723399

Runoff Coefficient Input

Grass	0,2
Gravel	0,5
Paving/Building	0,9

CALCULATE THE DESIGN INPUT FLOW RATE

Rainfall Intensity/ Unit Area	0,050	l/m ² /s	Volume of water per unit area, per second
Total Volume of Water	45,000	l/m ²	Total volume of water produced per unit area during design rain event

CALCULATE THE DESIGN FLOW RATE LEAVING THE SITE

Area Covering Type	Area (m ²)	Rainfall Intensity (l/m ² /s)	Runoff Coefficient	Runoff/Unit Area (l/m ² /s)	Total Runoff Rate (l/s)
Paving/Building	2630	0,050	0,9	0,045	118,4
Grass	0	0,050	0,2	0,010	0,0
Gravel	1935	0,050	0,5	0,025	48,4

Total Rate of Runoff Generated At the Site Area 166,7 l/s