

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea in INGEGNERIA CIVILE

Orientamento: GEOTECNICA

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica - DISEG

Tesi di Laurea Magistrale

Studio del comportamento dei gasdotti soggetti a fenomeni franosi



Relatore
Prof. Alberto GODIO
Correlatore:
Prof. Donato SABIA

Laureando
Giacomo FRANCO
matricola: 251429

Ottobre 2020

Dichiaro che il contenuto e l'organizzazione di questa dissertazione costituiscono un mio lavoro originale e non compromettono in alcun modo i diritti di terzi, inclusi quelli relativi alla sicurezza dei dati personali.

Alla mia famiglia

Sommario

I sistemi di condotte sotterranee, al giorno d'oggi rivestono un ruolo fondamentale all'interno della nostra società, garantendo la fornitura di svariati prodotti derivanti dalla lavorazione ed estrazione degli idrocarburi, pressoché indispensabili per moltissime attività antropiche.

Tali infrastrutture, nella maggior parte dei casi, non sono "visibili", a causa della loro collocazione sotterranea, per motivi prettamente estetici, economici e funzionali. In alcuni casi particolari, quest'ultime seguono un percorso fuori terra, come ad esempio per l'attraversamento di fondali marini o zone montuose. Come tutte le infrastrutture anch'esse sono soggette a potenziali eventi critici che possono minarne l'integrità e venire meno per gli scopi cui sono state realizzate. Lo scopo di questa tesi, è quello di analizzare gli effetti che movimenti franosi generano sulle condotte interrate.

Il primo step di questo lavoro, riguarda la trattazione degli incidenti che hanno coinvolto tubazioni interrate e non, focalizzandosi sulle tipologie di eventi e cause, numero nel corso degli anni, nel corso degli anni, tipologie di materiali coinvolti, e altri dettagli che vedremo in seguito.

Successivamente ci si focalizza sulle fasi che portano alla realizzazione delle condotte interrate, trattando nel dettaglio le tipologie di materiali e mezzi utilizzati; inoltre viene prestata attenzione alle tipologie di saldature maggiormente utilizzate per realizzare le giunzioni tra le diverse porzioni delle condotte. Vengono descritte le diverse tipologie di geotessuti che si utilizzano al fine di isolare il materiale contenente al condotta, tali applicazioni trovano sempre più impiego in quelle realizzazioni che prevedono il contatto tra materiali con proprietà geomeccaniche differenti. Sempre all'interno del capitolo legato alle condotte, sono descritte le possibili tipologie di rotture e deformazioni che possono coinvolgerle; nel caso si verifichi una di queste condizioni, l'integrità e funzionalità dell'opera viene messa seriamente a rischio. In fine è stato redatto un elenco delle metodologie analitiche per lo studio del comportamento della condotta, focalizzandosi sull'interazione pipeline-terreno (proposta dalla normativa Statunitense ALA ASCE FEMA) e pipeline soggetta a deformazione indotta dal moto franoso (metodo di Newmark-Hall).

Un capitolo a parte, è stato assegnato alla definizione e classificazione delle tipologie di eventi franosi, che tra le cause "naturali" e non antropiche che interessano le condotte, sono

gli eventi più ricorrenti.

Sono presenti i riferimenti nei confronti delle attuali normative Italiane ed Europee rispetto alla stabilità dei pendii e resistenza delle condotte alle deformazioni e sollecitazioni.

Il modello di calcolo in 3 dimensioni è stato realizzato con il software agli elementi finiti Comsol Multiphysics; la trincea è stata modellata tenendo in conto della natura non coesiva del materiale di riempimento e la presenza del tessuto geotessile sull'interfaccia suolo riempimento. Durante le simulazioni sono state prese in considerazione più situazioni (mantenendo invariato il materiale di riempimento) ovvero il caso in cui sull'interfaccia sia presente o meno la presenza di materiale geotessile, la diversa natura del suolo (con conseguenti proprietà geomeccaniche differenti) e diverse inclinazioni del pendio; questa tipologia di approccio utilizzato viene definita analisi di sensitività, ovvero eseguire più simulazioni facendo variare i suddetti parametri, per confrontare i risultati di casistiche diverse ed osservare come varia il campo deformato e tensionale della condotta e le forze di attrito sulle diverse interfacce (terreno-riempimento, riempimento condotta).

Indice

Elenco delle tabelle	X
Elenco delle figure	XI
Nomenclatura	XIV
1 Incidenti su Gasdotti	1
1.1 EGIG	3
1.2 JRC	13
1.3 Conclusioni	20
2 Gasdotti	21
2.1 Gasdotti Interrati	22
2.2 Posa in Opera	24
2.3 Giunzioni	27
2.3.1 Giunzioni Saldate	27
2.4 Tipologie di Rottura	31
2.4.1 Shell-Buckling	31
2.4.2 Beam-Buckling	32
2.4.3 Rottura per Tensione	32
2.4.4 Rottura per Flessione	33
2.4.5 Ovalizzazione	33
2.5 Materiali Geotessili	34
2.5.1 Modellazione Geotessuto	36
2.6 Modellazione Analitica	39
2.6.1 Interazione Terreno Struttura	40
2.6.2 Metodo di Newmark-Hall	44
3 Fenomeni Franosi	47
3.1 Tipologia Pendii	47
3.1.1 Pendii Artificiali	47

3.1.2	Pendii Naturali	48
3.2	Stato di Attività	48
3.3	Volume Frana	49
3.4	Velocità Frana	49
3.5	Classificazione Movimenti	50
3.5.1	Tipologia di Materiale	50
3.5.2	Tipologia di Movimento	51
3.6	Metodi di Analisi della Stabilità	55
3.6.1	Metodi dell'Equilibrio Limite	55
3.6.2	Metodi delle Tensioni	57
4	Verifiche Normative	59
4.1	Verifica Stabilità Terreno secondo NTC 2018	59
4.2	Verifica Stabilità Terreno secondo EN 1997	60
4.3	Verifiche della Condotta secondo EC8 e ASCE ALA FEMA	61
5	Modello di Calcolo	63
5.1	Realizzazione del Modello	63
5.1.1	Definizione della Geometria	64
5.1.2	Definizione dei Materiali	65
5.1.3	Descrizione della Fisica	67
5.1.4	Discretizzazione del Modello	69
5.1.5	Studio	69
5.2	Casi di Studio	70
5.2.1	Caso 1	70
5.2.2	Caso 2	76
5.2.3	Caso 3	82
5.2.4	Caso 4	88
5.2.5	Caso 5	92
5.2.6	Verifiche Normative	96
6	Conclusioni	101
	Bibliografia	105

Elenco delle tabelle

2.1	Tipologie di rivestimento superficiale	41
2.2	Spostamento funzione della tipologia di rivestimento	41
2.3	Fattori capacità portante	42
3.1	Dimensioni frane	50
3.2	Classi velocità frane	50
4.1	Design Approach	60
4.2	Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni	60
4.3	Coefficienti parziali per per i parametri geotecnici del terreno	61
4.4	Coefficienti parziali R	61
5.1	Parametri geomeccanici terreno	66
5.2	Parametri geomeccanici riempimento	66
5.3	Parametri geomeccanici Acciaio	66
5.4	Valori limiti normative	97
5.5	Verifiche condotta inclinazione 30°	97
5.6	Verifiche condotta inclinazione 40°	98
5.7	Verifiche condotta inclinazione 50°	98
5.8	Verifiche condotta inclinazione 30°	98
5.9	Verifiche condotta inclinazione 40°	99

Elenco delle figure

1.1	Lunghezza totale del sistema di condotte Egig	5
1.2	Lunghezza per periodi di costruzione	6
1.3	Lunghezza per profondità posa condotta	6
1.4	Lunghezza per tipologia acciaio condotta	7
1.5	Andamento dell'esposizione con il tempo	7
1.6	Età media delle condotte anno per anno	8
1.7	Cumulata degli incidenti	8
1.8	Numero di incidenti per anno	9
1.9	Frequenza primaria di guasto	10
1.10	Frequenza primaria di collasso	10
1.11	Distribuzione degli incidenti	11
1.12	Distribuzione degli eventi appartenenti ai movimenti del terreno	12
1.13	Distribuzione degli eventi appartenenti ai movimenti del terreno (2007 - 2016)	12
1.14	Distribuzione eventi Natech	14
1.15	Distribuzione eventi per sostanze	15
1.16	Distribuzione eventi per tipologia di infrastruttura coinvolta	15
1.17	Eventi Natech	16
1.18	Stima dei costi dovuti agli incidenti	17
1.19	Classificazione dei danni economici	17
1.20	Esplosione Colle di Cretone [11]	18
1.21	Esplosione contea di Marshall [12]	18
1.22	Esplosione provincia di Sakarya [13]	19
2.1	Scematizzazione rete di distribuzione	23
2.2	Esecuzione scavo	25
2.3	Sezione tipo trincea	26
2.4	Elenco saldature utilizzate per le condotte	28
2.5	Saldatura ad arco sommerso	29
2.6	Saldatura a filo continuo MIG/MAG	29
2.7	Saldatura ad elettrodi rivestiti	30
2.8	Saldatura ad elettrodo infusibile	31

2.9	Instabilità a mo' di shell-bulking	32
2.10	Instabilità a mo' di beambuckling	32
2.11	Rottura per trazione	33
2.12	Ovalizzazione della sezione	34
2.13	Diverse tipologie di geotessile tessuto - prodotti Hydrogeo s.r.l.	35
2.14	Geotessile agugliato - prodotto Tecnogeo Group s.r.l.	35
2.15	Geotessile termosaldato - Harpo s.p.a.	36
2.16	Relazione angolo attrito interno angolo attrito interfaccia	38
2.17	Relazione angolo attrito interno rapporto δ/φ	38
2.18	Relazione tra angolo di attrito interno e coefficiente di attrito	39
2.19	Rappresentazione ideale del suolo attraverso molle discretizzate	40
2.20	Legge costitutiva molla assiale	41
2.21	Legge costitutiva molla laterale	43
2.22	Legge costitutiva molla verticale	43
3.1	Stato di attività dei movimenti franosi	49
3.2	Tabella classificazione movimenti franosi, Varnes 1978	51
3.3	Frana da crollo presso le cascate del Niagara	52
3.4	Esempio tipo di potenziale frana da ribaltamento	53
3.5	Frane da scivolamento	53
3.6	Rappresentazione singolo blocco	56
5.1	Rappresentazione sezione tipo	64
5.2	Rappresentazione dello spostamento in posto al terreno	65
5.3	Legame costitutivo acciaio	67
5.4	Rappresentazione discretizzazione del problema	69
5.5	Tensore degli sforzi direzione z	71
5.6	Vista delle tensioni nella direzione z	71
5.7	Andamento tensioni di Von Mises	72
5.8	Deformazione z lungo la tubazione	72
5.9	Andamento dello spostamento lungo la direzione y	73
5.10	Andamento dello spostamento lungo la direzione z	73
5.11	Spostamento direzione y terreno e riempimento	74
5.12	Spostamento direzione z terreno e riempimento	74
5.13	Andamento componente forza di attrito z lungo l'interfaccia terreno-riempimento	75
5.14	Andamento componente forza di attrito y lungo l'interfaccia terreno-riempimento	75
5.15	Andamento componente forza di attrito z lungo l'interfaccia riempimento- condotta	76
5.16	Tensore degli sforzi direzione z	77
5.17	Vista delle tensioni nella direzione z	77
5.18	Vista delle tensioni di Von Mises	78

5.19	Deformazione z lungo la tubazione	78
5.20	Andamento dello spostamento lungo la direzione y	79
5.21	Andamento dello spostamento lungo la direzione z	79
5.22	Spostamento direzione y terreno e riempimento	80
5.23	Spostamento direzione z terreno e riempimento	80
5.24	Andamento componente forza di attrito z lungo l'interfaccia terreno-riempimento	81
5.25	Andamento componente forza di attrito y lungo l'interfaccia terreno-riempimento	81
5.26	Andamento componente forza di attrito z lungo la condotta	82
5.27	Mesh utilizzata per l'analisi del Caso 3	82
5.28	Tensore degli sforzi direzione z	83
5.29	Vista delle tensioni nella direzione z	83
5.30	Vista delle tensioni di Von Mises	84
5.31	Deformazione z lungo la tubazione	84
5.32	Spostamento lungo la direzione y della condotta	85
5.33	Spostamento lungo la direzione z della condotta	85
5.34	Spostamento direzione y terreno e riempimento	86
5.35	Spostamento direzione z terreno e riempimento	86
5.36	Andamento componente forza di attrito z lungo l'interfaccia terreno-riempimento	87
5.37	Andamento componente forza di attrito y lungo l'interfaccia terreno-riempimento	87
5.38	Andamento componente forza di attrito z lungo la condotta	88
5.39	Inclinazione 30° - Spostamenti condotta	89
5.40	Inclinazione 40° - Spostamenti condotta	89
5.41	Inclinazione 50° - Spostamenti condotta	90
5.42	Inclinazione 30° - Tensioni direzione z lungo la condotta	91
5.43	Inclinazione 40° - Tensioni direzione z lungo la condotta	91
5.44	Inclinazione 50° - Tensioni direzione z lungo la condotta	91
5.45	Inclinazione 30° - Forza d'attrito z lungo la condotta	92
5.46	Inclinazione 40° - Forza d'attrito z lungo la condotta	92
5.47	Inclinazione 50° - Forza d'attrito z lungo la condotta	92
5.48	Tensore degli sforzi direzione z	93
5.49	Vista delle tensioni nella direzione z	94
5.50	Vista delle tensioni di Von Mises	94
5.51	Spostamenti y lungo la tubazione	95
5.52	Spostamenti z lungo la tubazione	95
5.53	Andamento componente forza di attrito z lungo l'interfaccia terreno-riempimento	95
5.54	Andamento componente forza di attrito z lungo l'interfaccia riempimento- condotta	96

Nomenclatura

Simbolo	Unità	Descrizione
γ	$[\frac{KN}{m^3}]$	Peso unità di volume
δ	$[deg]$	Angolo di attrito interfaccia
$\delta_{fax-design}$	$[m]$	Spostamento assiale di progetto imposto alla condotta
$\delta_{ftr-design}$	$[m]$	Spostamento trasversale di progetto imposto alla condotta
ε_{med}	$[-]$	Deformazione media della condotta
μ	$[-]$	Coefficiente attrito
φ	$[deg]$	Angolo di attrito interno
ψ	$[deg]$	Angolo di inclinazione pendio
c	$[\frac{KN}{m^2}]$	Coesione
D	$[m]$	Diametro condotta
FS	$[-]$	Fattore di sicurezza
f	$[-]$	Coefficiente funzione del rivestimento condotta
IL	$[-]$	Indice di liquidità
IP	$[-]$	Indice di plasticità
K₀	$[m]$	Coefficiente di spinta a riposo
L_a	$[m]$	Lunghezza non ancorata della condotta
N_γ	$[m]$	Coefficiente capacità portante
N_c	$[m]$	Coefficiente capacità portante
N_{ch}	$[m]$	Coefficiente capacità portante orizzontale
N_{cv}	$[m]$	Fattore sollevamento verticale
N_q	$[m]$	Coefficiente capacità portante
N_{qh}	$[m]$	Coefficiente capacità portante verticale
N_{qv}	$[m]$	Fattore sollevamento verticale
P_u	$[N]$	Resistenza del terreno allo scorrimento laterale
Q_d	$[N]$	Resistenza del terreno allo sprofondamento
Q_u	$[N]$	Resistenza del terreno al sollevamento
T_u	$[N]$	Resistenza del terreno allo scorrimento assiale
w_L	$[-]$	Limite liquido
w_N	$[-]$	Contenuto naturale d'acqua
w_P	$[-]$	Limite plastico

Capitolo 1

Incidenti su Gasdotti

I fenomeni naturali comportano dei rischi, che rappresentano una delle principali cause del danneggiamento nei confronti delle condotte, andando a recare conseguenze negative sulla popolazione, l'ambiente, danni alla proprietà, lunghe interruzioni del servizio di fornitura della materia prima con mancato raggiungimento degli obiettivi di consegna oltre che compromettere l'integrità dell'infrastruttura e recare impatti economici significativi agli operatori di gasdotti.

In Europa occidentale e nord America i guasti alle condutture derivanti da pericoli naturali sono in genere eventi rari (ma costosi). Ad ogni modo nelle zone in cui le difficili condizioni del terreno non sono state adeguatamente prese in considerazione nella progettazione, costruzione e funzionamento della condotta, i rischi naturali possono avere un'influenza preponderante sul rischio e sull'affidabilità della condotta.

Una consultazione dei dati provenienti dalle società o enti statali che si occupano della gestione di una rete, suggerisce che i gli eventi naturali non contribuiscono in modo determinante ai guasti delle tubazioni rispetto ad altre cause quali impatto di terze parti, corrosione e difetti dei materiali. Eseguendo una analisi più attenta e approfondita si evince che tuttavia che il rischio potenziale rappresentato da eventi naturali è piuttosto significativo.

Quando ci si trova ad aver a che fare con terreni geologicamente attivi, non venendo riconosciuti come tali in fase di progettazione e costruzione, di contro partita tali rischi o pericoli diventano preponderanti e possono influenzare l'affidabilità del sistema.

La casistica dei possibili eventi naturali che possono danneggiare o limitare la funzionalità delle condotte, è molto ampia, ma si può inquadrare attraverso 3 grandi categorie, geotecniche, idrogeologiche e tettoniche.

Rischi Geotecnici

I rischi geotecnici comprendono frane, colate detritiche, caduta massi, fenomeni di subsidenza, cedimenti e sollevamenti del suolo. I fattori scatenanti più comuni sono l'erosione dei pendii, variazione del livello di falda nel sottosuolo, in alcune zone lo scongelamento dello strato di permafrost o il congelamento dei terreni. Anche i terremoti possono essere causa di innesco di fenomeni geotecnici, ma hanno un peso nettamente inferiore rispetto alle altre cause.

Rischi Idrogeologici

I rischi idrogeologici sono direttamente associati a processi di flusso, includendo degrado di canali, impatto con detriti, erosione di argini e alluvioni. L'impatto con detriti può avvenire quando vi è l'attraversamento sopraelevato di un corso d'acqua; in caso di piena o colata detritica vi è la possibilità che si trasportino tronchi di alberi o massi anche di notevole dimensioni. La maggior parte però è rappresentata da eventi alluvionali e, nel caso di piccoli corsi d'acqua, dalle precipitazioni locali. Anche i disturbi ai canali del torrente, compresi gli effetti delle frane, il cambiamento della copertura forestale a monte o la presenza di strutture di controllo fluviali mal progettate, possono aumentare il potenziale di pericolo.

Rischi Tettonici

Vengono inclusi in questa categoria processi legati a terremoti, vulcanismo, rottura di faglie, anche liquefazione del suolo. Si verificano raramente, gli effetti non sono localizzati in una sola zona, ma su una regione più ampia, causando più danni in sulla stessa infrastruttura.

Viste e classificate le principale cause che possono recare danni a gasdotti interrati, si è passati alla ricerca vera e propria di eventi che nel corso degli anni si sono verificati, causando diverse tipologie di danno. Si è cercato di catalogare e comprendere nel modo più esaustivo possibile, tutto ciò che riguarda gli incidenti, per far sì che accadano con una frequenza sempre più bassa con il passare del tempo. Con questi fini, sono nati due enti distinti:

- EGIG;
- JRC.

Il primo dei due, l'*EGIG*, acronimo che sta per *European Gas pipeline Incident Data Group*, istituito nel 1982 per volontà di sei gestori di sistemi di trasporto del gas europei; attualmente tale cooperazione vede la presenza di diciassette gestori, tra cui l'Italiana Snam. Il database, raccoglie informazioni di incidenti su gasdotti a partire dal 1970. Di conseguenza, la banca dati EGIG fornisce informazioni utili e più che affidabili per poter conoscere ed analizzare dal punto di vista statistico, l'evoluzione degli eventi nel corso degli anni.

Il secondo citato, ovvero il *JRC (Joint Research Center)* rappresenta una direzione generale dell'Unione Europea, istituito con lo scopo di fornire un supporto tecnico-scientifico alla progettazione, allo sviluppo, all'attuazione e al controllo delle politiche dell'UE. Attualmente dispone di sette istituti di ricerca situati in cinque paesi (Belgio, Germania, Italia, Paesi Bassi e Spagna). Uno dei molteplici campi in cui il centro di ricerca ha focalizzato i suoi obiettivi, è stato quello della catalogazione di cosiddetti incidenti *Natech (Natural hazard triggered - technological accidents)*, anche definiti come "Technological Accidents". Generati da eventi naturali, coinvolgono infrastrutture e siti aventi il compito di estrazione, lavorazione, trasformazione, stoccaggio e trasporto di sostanze pericolose, quali idrocarburi, prodotti derivati, e prodotti chimici.

Le principali differenze tra i cataloghi EGIG e JRC, sono rappresentate dal fatto che nella prima sono presenti esclusivamente casistiche riguardanti gasdotti, dunque condotte adibite al trasporto di gas metano, mentre il secondo comprende un campo più ampio, includendo condotte trasportanti derivanti da idrocarburi e prodotti chimici. Da ricordare che entrambe le tipologie di prodotti sono in grado di recare gravi danni all'ambiente, ad ecosistemi e alla collettività.

1.1 EGIG

Per poter essere catalogati, gli incidenti devono avere determinate caratteristiche elencate di seguito:

- Rilascio di gas dalla condotta;
- Condotta in acciaio;
- Pressione operativa al di sopra di 15 bar.

Le principali informazioni raccolte per ogni singolo evento riguardano rispettivamente:

- Diametro;
- Pressione;
- Anno di costruzione;
- Spessore rinterro;
- Tipologia acciaio;
- Spessore condotta.

Altre informazioni altrettanto importanti sono state incluse nel database, ovvero:

- Dimensioni della perdita, nello specifico:

- Foro a spillo/crepa: dimensione della inferiore o uguale a 2 cm;
- Foro: diametro effettivo compreso tra i 2 cm e la dimensione del diametro del tipo;
- Rottura: il diametro effettivo del foro è maggiore del diametro della tubazione.
- Cause che innescano l'incidente:
 - Interferenze esterne;
 - Corrosione;
 - Difetti di materiale o costruzione;
 - Movimenti del terreni;
 - Altre cause;
- Eventuale combustione;
- Conseguenze;
- Informazioni su come si è venuti a conoscenza del fatto.

All'interno del database sono presenti ulteriori dati, come ad esempio l'influenza della corrosione, approfondimento su eventuali interferenze esterne, evidenza di particolari difetti presenti sulla tubazione, o altri sotto casi come errori di progettazione piuttosto che realizzazione.

Per motivi di riservatezza, non vengono divulgate informazioni riguardo la collocazione dell'evento e gestore del tratto; all'incirca ogni 3-4 anni viene pubblicato un report, all'interno del quale sono presenti informazioni di riepilogo, molto utili dal punto di vista statistico, al fine di comprendere l'evoluzione temporale di tali eventi, avendo al giorno d'oggi una buona finestra di osservazione sul passato. Come potremo vedere più avanti, analizzando i dati presenti all'interno del report, rispetto agli anni '70, sono cambiate le metodologie di approccio nei confronti della progettazione, e ciò si nota dalla diminuzione di incidenti rispetto a periodi passati. Il reparto consultato, è stato l'ultimo ad essere redatto ovvero nel Marzo 2018 [4].

Prima di procedere all'analisi dei dati occorre chiarire alcuni concetti fondamentali:

- Failure frequency: frequenza di guasto, viene calcolata dividendo il numero di incidenti per l'esposizione, che a sua volta viene suddivisa in due "classi" differenti;
 - Primaria: riferita al concetto di esposizione totale, valutata come il numero di incidenti in un periodo diviso per la corrispondente esposizione del sistema;
 - Secondaria: riferita al concetto di esposizione parziale, con questo si intende legata ad una classe di diametro, piuttosto che all'anno di costruzione.

- Media mobile su cinque anni: per illustrare le tendenze, è stata introdotta una media mobile quinquennale, per essere eseguita sull'anno corrente occorre che i calcoli siano eseguiti sui 5 anni precedenti,
- Intervallo di confidenza: fornisce un range stimato di valori che probabilmente includerà un parametro di popolazione sconosciuto, l'intervallo stimato viene calcolato da un dato insieme di dati campione. In questo rapporto, viene calcolato un intervallo di confidenza del 95% per le frequenze di guasto.

Terminata l'introduzione generale sul report, possiamo passare direttamente al commento e discussione dei dati.

La Figura 1.1 mostra l'andamento storico dei km di gasdotti presenti in sul territorio Europeo dei gestori appartenenti all'Egig. Dal 1970 fino al 2011 (circa 40 anni) l'incremento è stato significativo, passando circa da 30000 km a poco più che 140000 km; occorre considerare tale incremento con molta attenzione, perché negli anni 1975, 1989, 1991, 1998, 2003, 2007 e 2011 si ha avuto l'ingresso di nuovi membri all'interno di Egig. Dal 2011 al 2016, non si hanno avuti sostanziali incrementi, considerando il chilometraggio pressoché costante.

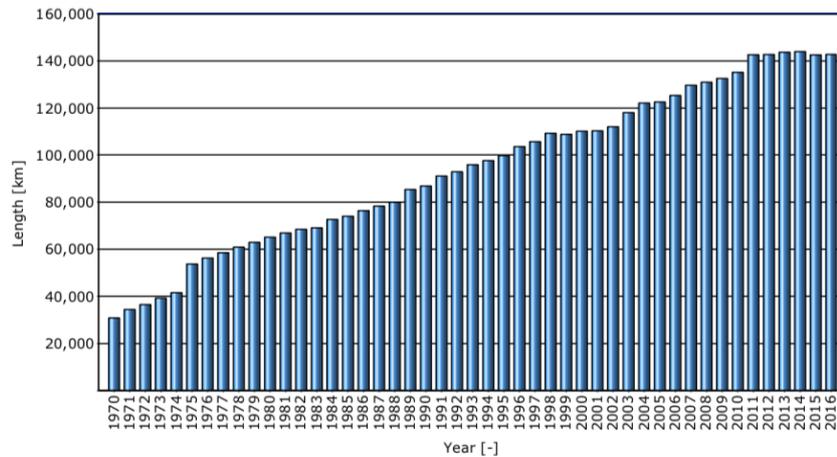


Figura 1.1: Lunghezza totale del sistema di condotte Egig

La Figura 1.2 rappresenta i km di condotte, divisi però per anni di costruzione; prima del 1963, il chilometraggio era minimo; il grande balzo lo si ha avuto nel periodo compreso tra il 1963 e 1973. Cerando di andare oltre alla spiegazione dell'ingresso di nuovi partner, il balzo in avanti dei km percorsi, tra il '63 e '73 è indice della progressiva ricostruzione e industrializzazione dell'Europa nel secondo dopoguerra. Ulteriori incrementi nei periodi successivi sono indicativi di come l'utilizzo e la richiesta del gas naturale, sia aumentata.

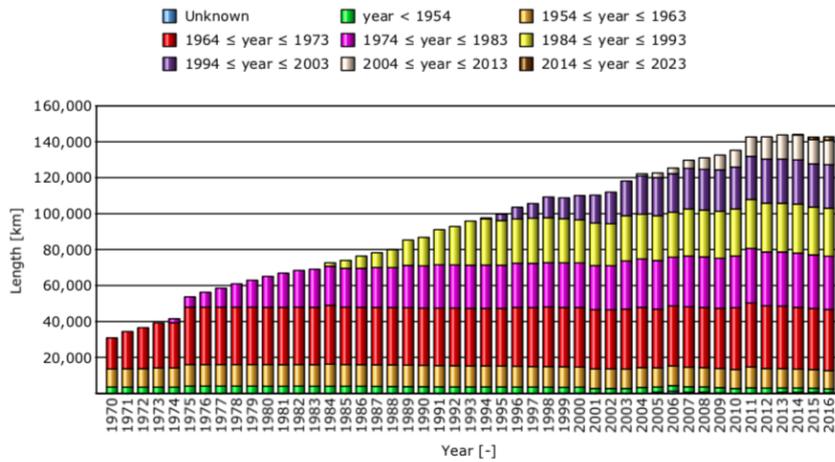


Figura 1.2: Lunghezza per periodi di costruzione

Interessante è osservare le diverse quote di approfondimento delle condotte rispetto al piano campagna (vedi Figura 1.3); l'approfondimento maggiore corrisponde a quote superiori al metro. Dal grafico possiamo osservare come fino a metà anni '70, la maggior parte delle condotte fosse collocata tra gli 80 e 100 cm di profondità; con il passare degli anni tali valori sono aumentati, tendenza sicuramente dovuta alle diverse tipologie di approccio in fase di progettazione e realizzazione. E' interessante notare come dal 2012 al 2016 si abbia avuto un incremento degli spessori inferiori agli 80 cm.

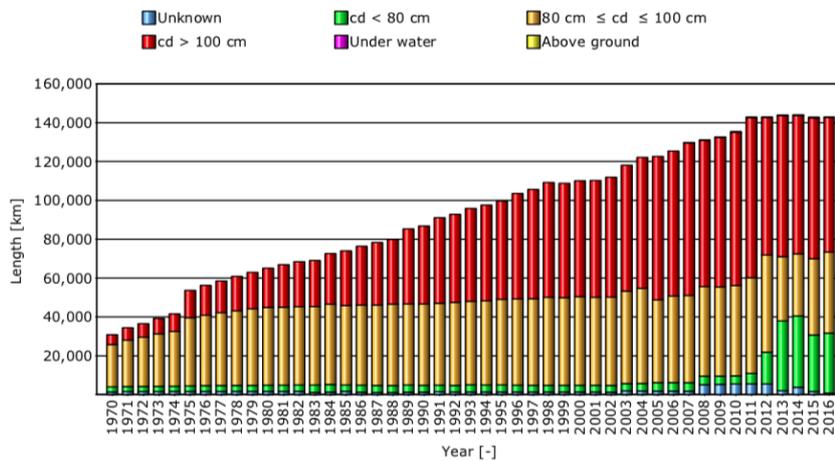


Figura 1.3: Lunghezza per profondità posa condotta

La Figura 1.4 mostra invece le qualità degli acciai utilizzati; nella legenda il parametro "X" sta ad indicare il valore di snervamento, mentre il numero la resistenza allo snervamento (espresso in libbre per centimetro quadrato). La classe B, trova impiego in tubazioni con diametri relativamente piccoli, mentre gli acciai di grado A vennero utilizzati per le la realizzazione delle prime condotte.

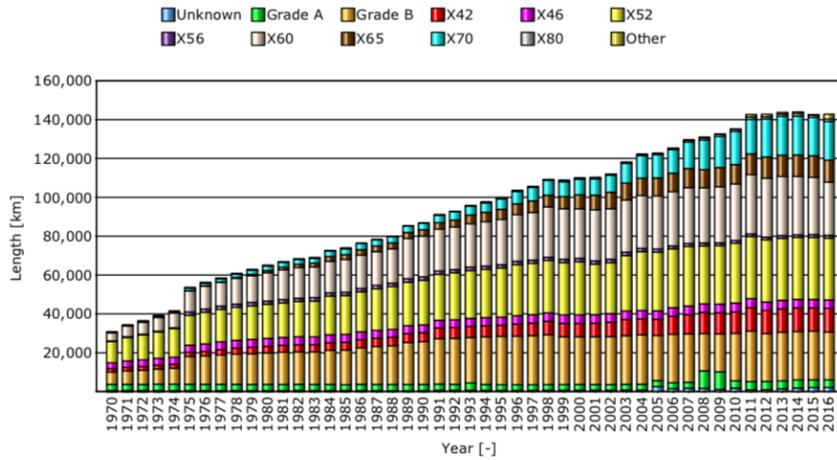


Figura 1.4: Lunghezza per tipologia acciaio condotta

Passando a tutt'altra categoria di grafici, quelli esposti in Figura 1.5 e 1.6 rappresentano rispettivamente l'esposizione e l'invecchiamento medio annuo delle condotte. I due grafici sono stretta correlazione l'uno rispetto all'altro, in quanto che invecchiando, anno dopo anno, comportano un conseguentemente aumento dell'esposizione di tali infrastrutture.

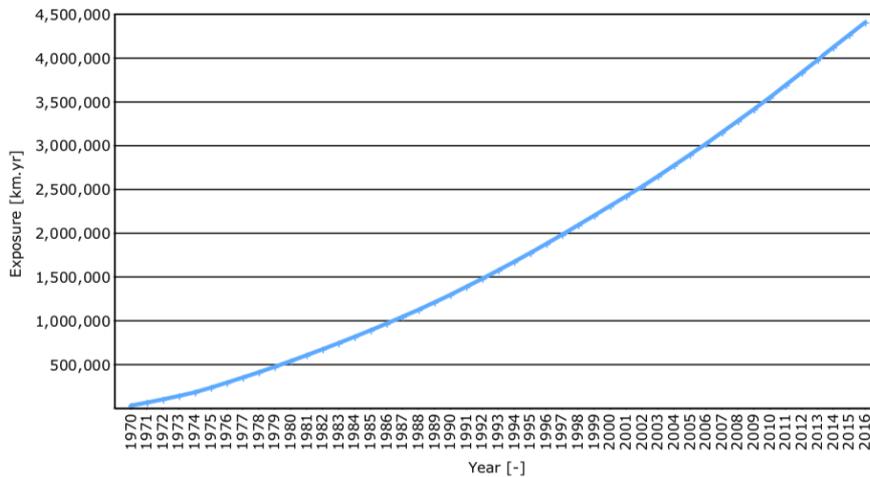


Figura 1.5: Andamento dell'esposizione con il tempo

Si osserva come l'esposizione aumenti anno dopo anno. Un fattore che ha influenzato tale crescita, è stata la lunghezza sempre crescente delle condotte; l'unità di misura rappresentativa dell'esposizione è il $[\text{km} \cdot \text{anno}]$; valore ricavato andando a moltiplicare la lunghezza della condotta per gli anni da cui risulta esposta a potenziali eventi.

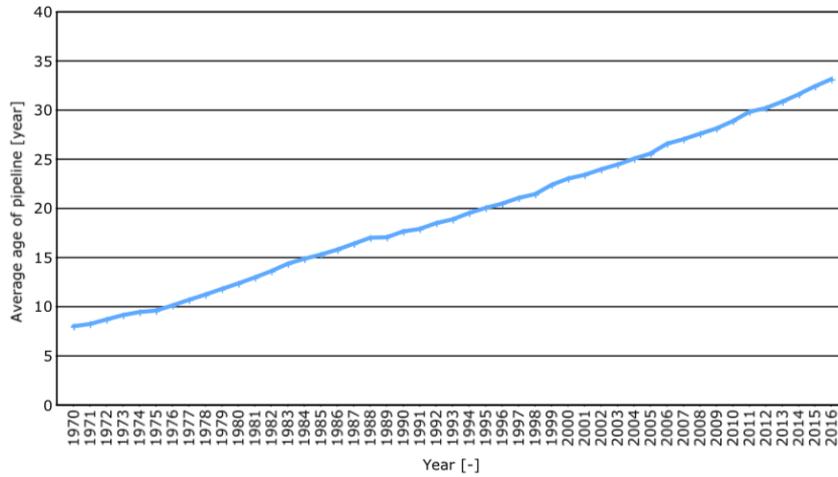


Figura 1.6: Età media delle condotte anno per anno

Gli incidenti verificatisi, ed inseriti nel conteggio Egig nel periodo 1970 - 2016 sono stati 1'366; il trend mostrato nella Figura 1.7 può essere rappresentato da una spezzata, il cui punto di discontinuità passa per l'anno 1994.

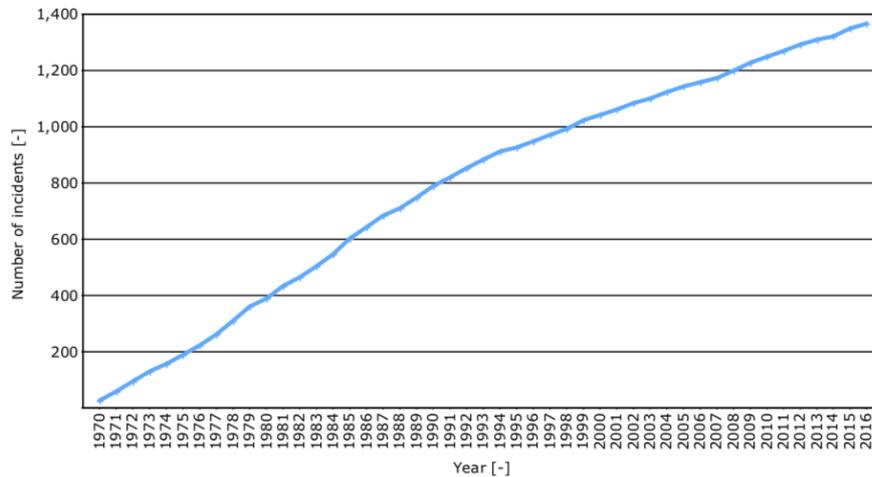


Figura 1.7: Cumulata degli incidenti

La prima pendenza può essere considerata pressoché costante per il primo tratto, la seconda

presenta un coefficiente angolare minore. Le differenze sono minime, ma con ciò possiamo asserire che la tendenza degli eventi è in diminuzione, partendo dal 1994 per arrivare all'ultimo anno di raccolta informazioni (2016); ciò è avallato dall'osservazione della Figura 1.8, la quale mostra chiaramente come la media degli incidenti nel suddetto periodo è chiaramente inferiore al precedente.

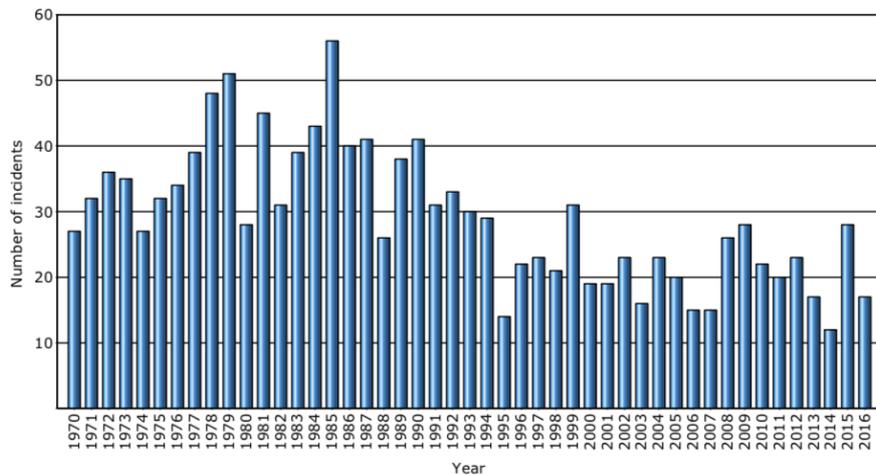


Figura 1.8: Numero di incidenti per anno

Nota l'esposizione, si può passare alla trattazione della frequenza di collasso, che come già detto precedentemente, rappresenta il numero di incidenti verificatisi in un dato periodo dei riferimento. Tale frequenza (Figura 1.9) viene valutata sull'intero arco temporale di riferimento, ma può essere espressa eseguendo la media mobile su un periodo diverso da quello totale. Riducendo la finestra temporale, si osserva una notevole diminuzione della frequenza; le esperienze maturate dal passato, hanno fatto sì che si evitassero determinate tipologie di approcci, o metodologie di realizzazione, che involontariamente, sono state concausa della propagazione di incidenti. Il valore della frequenza primaria negli ultimi quattro anni del report è di 0.14 ogni 1'000 $km \cdot anno$, valore pressoché della metà rispetto alla finestra 1977 - 2016.

Period	Interval	Number of incidents	Total system exposure ·10 ⁶ km·yr	Primary failure frequency per 1,000 km·yr
1970 – 2007	7 th report, 38 years	1,173	3.15	0.372
1970 – 2010	8 th report, 41 years	1,249	3.55	0.351
1970 – 2013	9 th report, 44 years	1,309	3.98	0.329
1970 – 2016	10 th report, 47 years	1,366	4.41	0.310
1977 - 2016	40 years	1,143	4.12	0.278
1987 - 2016	30 years	723	3.44	0.210
1997 - 2016	20 years	418	2.53	0.165
2007 - 2016	10 years	208	1.39	0.150
2012 - 2016	5 years	97	0.72	0.136

Figura 1.9: Frequenza primaria di guasto

Il grafico di Figura 1.10 mostra come la frequenza annua primaria diminuisca con il passare degli anni, passando 0.87 per 1'000 *km · anno* del 1970 ai 0.31 del 2016. Notare come il grafico verde, rappresenti la media mobile su 5 anni e di come tale grafico inizi dal 1974; ciò è dovuto dal fatto che negli anni non vi erano le condizioni per tale calcolo, visto che l'anno di partenza è il '70.

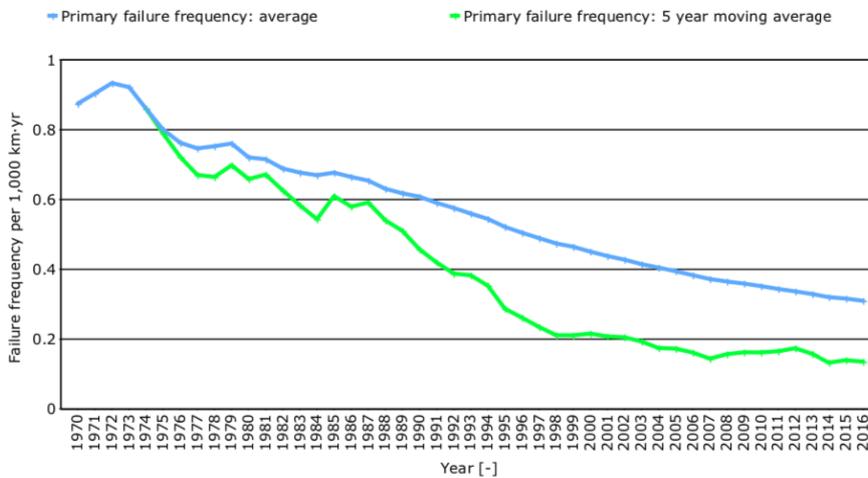


Figura 1.10: Frequenza primaria di collasso

Fin ora non sono state trattate le tipologie di cause che hanno innescato o causato incidenti; vengono mostrate in Figura 1.11.

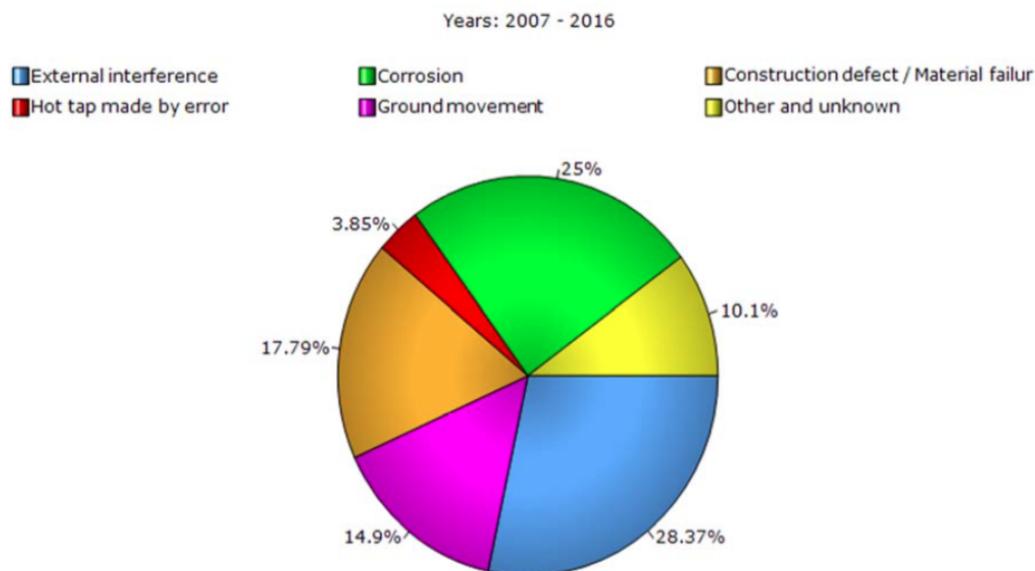


Figura 1.11: Distribuzione degli incidenti

Contrariamente a quanto si possa pensare, la principale causa di incidenti è dovuta a interferenze esterne (possono comprendere azioni di natura antropica o altro). I fenomeni franosi, sono compresi in quel 14,9 % facenti parte della categoria movimenti del terreno; è chiaro quindi come abbiano una importante incidenza, ma non siano la principale causa.

Ovviamente, per movimenti del terreno, non si intendono solamente smottamenti, ma anche altre categorie di eventi come alluvioni, attività minerarie, erosione e altro. La Figura 1.12 mostra la suddivisione delle sotto-cause legate al momento del terreno, e come all'interno di esse, i movimenti franosi siano quella più preponderante. Interessante è osservare come nel periodo 2007 - 2016 (Figura 1.13), non siano presenti tipologie menzionate nel precedente arco temporale; le uniche tre categorie presenti sono frane (90.32 %), cause sconosciute (6.45 %) ed eventi alluvionali (3.23 %). Questo fa pensare che, per determinate tipologie di eventi, si sia cercato di mitigare il più possibile, portando il numero a delle casistiche pari a zero.

Eliminare del tutto la possibilità che si verifichino eventi movimenti franosi, non è possibile; rispetto ai decenni precedenti, sono stati fatti notevoli passi avanti, grazie anche all'ausilio e al progredire della tecnologia, la quale ha permesso di approcciare i problemi andando a considerare un numero di variabili molto più ampio rispetto al passato, e garantendo un migliore livello previsionale.

Attraverso i dati forniti, in modo molto veloce, possiamo estrarre il numero di eventi legati ai movimenti del terreno; di 208 incidenti verificatisi tra il 2007 e il 2016, 31 erano associati al "terreno", di cui 28 frane, 2 per cause sconosciute e 1 causato da un'alluvione.

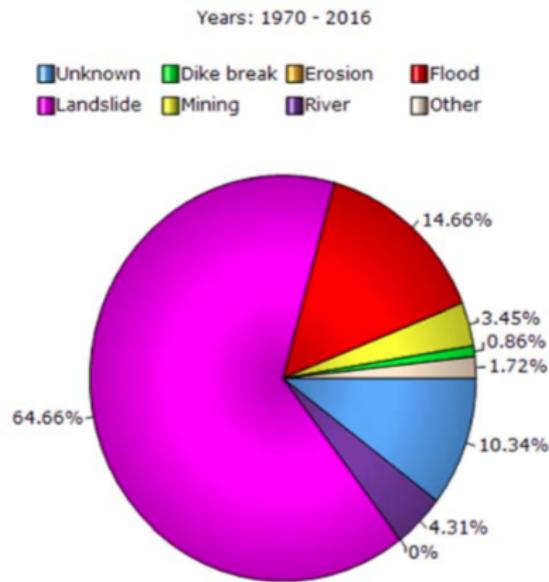


Figura 1.12: Distribuzione degli eventi appartenenti ai movimenti del terreno

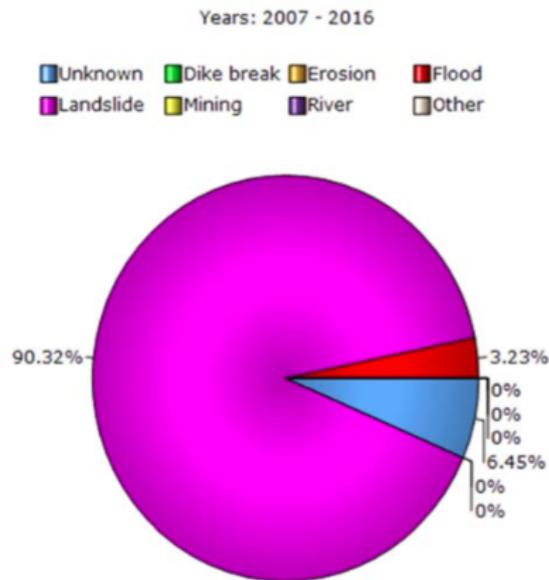


Figura 1.13: Distribuzione degli eventi appartenenti ai movimenti del terreno (2007 - 2016)

Nel complesso, visti i dati del report possiamo asserire che in Europa, negli ultimi anni, la rete di distribuzione del gas non è aumentata, raggiungendo un punto di equilibrio, essendo

in grado di soddisfare la domanda. Si è visto che con il passare del tempo l'età media delle condotte aumenta, come con essa anche l'esposizione a potenziali incidenti; d'altro canto però, si è notato che negli ultimi decenni la media degli eventi che hanno portato le condotte al danneggiamento, è diminuita notevolmente.

1.2 JRC

Eventi naturali come terremoti, inondazioni e fulmini possono causare incidenti negli oleodotti e gasdotti con conseguenze secondarie potenzialmente negative sulla popolazione, sull'ambiente o sull'attività industriale stessa; la denominazione di tali incidenti come spiegato in precedenza è Natech.

L'obiettivo di questo rapporto è di discutere gli incidenti di petrolio e gasdotti pericolosi in Europa e negli Stati Uniti identificati nello studio e fornisce i risultati dell'analisi dettagliata con tendenze storiche, statistiche e mappe.

All'interno del Report JRC del 2015 è presente un'analisi eseguita dal *CONCAWE (Conservation of Clean Air and Water in Europe)*. Tale associazione, nata dalla collaborazione di 40 compagnie petrolifere che gestiscono raffinerie di petrolio nello spazio economico Europeo, con lo scopo di ricerca e raccolta dati per tutto ciò che concerne e deriva dalle attività di produzione, lavorazione e distribuzione di idrocarburi.

La regione geografica coperta dall'inventario comprende i paesi dell'Europa occidentale dell'OCSE (18 paesi fondatori, eccetto la Turchia), la Repubblica Ceca, l'Ungheria, la Slovacchia e la Croazia. A partire dal 2012, la rete di gasdotti coperta da Concauwe comprende 145 sistemi di gasdotti suddivisi in 664 sezioni attive per una lunghezza totale di 35'336 km. Nei rapporti Concauwe, gli oleodotti sono raggruppati in base al tipo di prodotto trasportato e distinti in petrolio greggio, prodotti neri riscaldati (olio caldo) e prodotti bianchi (es. Nafta, benzina). La lunghezza totale degli oleodotti per il petrolio greggio è di circa 10'000 km, mentre per le linee di prodotto bianco la lunghezza totale è di poco inferiore a 25'000 km. Gli oleodotti sono stati sempre più messi fuori servizio negli ultimi decenni e attualmente rimangono in funzione solo 60 km (Concauwe, 2013).

Secondo quanto riportato dall'ultimo rapporto Concauwe fornisce un riepilogo statistico delle fuoriuscite segnalate tra il 1971 e il 2012 in Europa, ci sono stati 497 incidenti di fuoriuscita segnalati durante il periodo di indagine di 42 anni (Concauwe, 2013). Di questi, ci sono 20 incidenti di sversamento identificati come correlati a pericoli naturali, pari al 4 % di tutti gli incidenti segnalati. La maggior parte, si è verificata negli anni '70 e '80 e i Natech recenti sono rari, senza alcun evento segnalato nell'ultimo decennio. Nel periodo di 42 anni coperto dai dati, ci sono 27 anni senza alcun incidente Natech (65 %) e gli anni con più di un incidente natech sono scarsi (7 %); il tasso medio annuo di eventi Natech è calcolato come circa 0.5 incidenti/anno.

Passando alla trattazione dei dati, il grafico di Figura 1.14 mostra come gli eventi geologici sono stati il principale fattore scatenante degli eventi Natech in Europa, con il 65 %, seguiti dai rischi idrologici con il 20 %; il 10 % degli incidenti era correlato a pericoli climatici, il restante 5 % da eventi meteorologici. Il periodo temporale di riferimento va dal 1971 fino al 2012, comprendente 497 incidenti avvenuti in Europa. Il 55 % degli eventi “Geologici” sono frane, seguiti da movimenti di subsidenza con il 40 %, mentre il restante 5 % da altre tipologie di eventi diversi dai precedenti due.

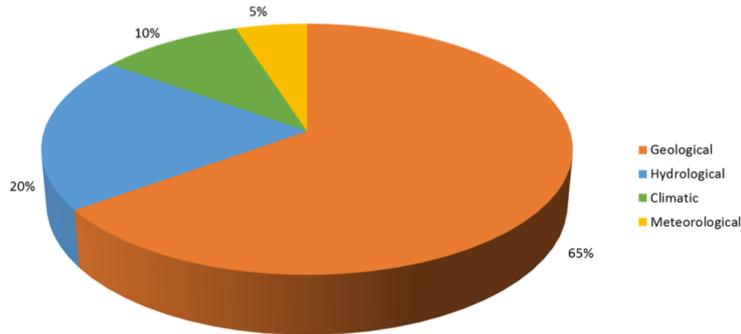


Figura 1.14: Distribuzione eventi Natech

Consultando il report, si evince che la maggior parte degli smottamenti ha provocato la rottura della condotta, in corrispondenza delle saldature di giunzione, e solamente in due casi sottili crepe lungo la superficie, dovute alle eccessive sollecitazioni causate dal movimento del terreno. Nessun incidente relativo ai terremoti è stato trovato nel database. Allo stesso modo, non si sono verificati incidenti dovuti all’erosione del suolo o ad altri rischi geologici, come ammacature causate da rocce.

Altra tipologia di rottura dei tubi, è quella dovuta al dilavamento della copertura del suolo, modalità di danno per tutti gli incidenti di inondazione. Per evitare incidenti simili in futuro, sono stati installati nuovi attraversamenti fluviali con adeguate precauzioni, come una copertura del suolo più profonda sotto il letto del fiume. Gli incidenti sottolineano anche l’importanza di monitorare i cambiamenti naturali e causati dall’uomo nelle sezioni a monte dei corsi d’acqua che possono provocare alterazioni del regime di flusso agli incroci dei gasdotti e degradare la copertura protettiva del suolo. Non sono stati identificati incidenti innescati dall’erosione di fiumi o torrenti in condizioni di flusso normali.

Interessante è vedere come gli eventi Natech abbiano interessato nelle seguenti percentuali le diverse tipologie di materiale trasportato dalle condotte (Figura 1.15); la metà degli incidenti ha visto colpite condotte trasportanti i cosiddetti “prodotti bianchi” (estremamente raffinati e puri, incolori, inodori, stabili, non tossici e chimicamente inerti). Sono stati interessati con il 35 % il petrolio grezzo e 15 % gli “hot oil” ovvero petroli grezzi, ma leggeri, con elevate viscosità e contenuto di solfuri.

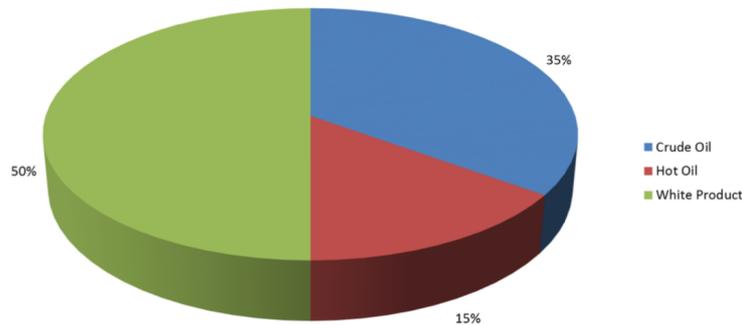


Figura 1.15: Distribuzione eventi per sostanze

Nella Figura 1.16 vengono mostrate le infrastrutture che sono state coinvolte da incidenti; si osserva che la maggior parte è rappresentata dalle condotte, con il 90 % mentre solamente il 10 % zone di pompaggio del materiale, e nessuna zona terminale della rete. Non sono stati riscontrati e segnalati Natech per installazioni fuori terra intermedie e strutture di stoccaggio. Altrettanto interessante è mostrare come la Figura 1.17 mostri i principali dettagli

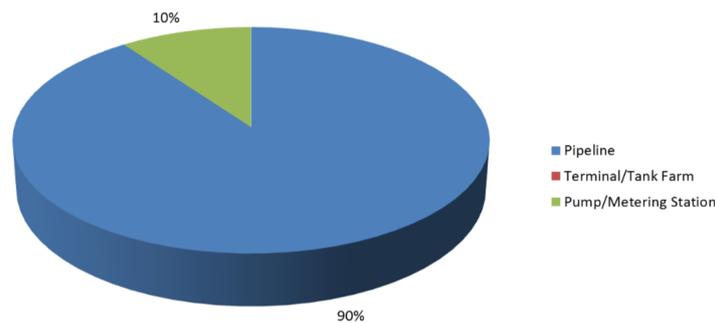


Figura 1.16: Distribuzione eventi per tipologia di infrastruttura coinvolta

come diametro della tubazione, spessore, acciaio utilizzato, età della condotta al momento dell'incidente ed anno di installazione. I diametri utilizzati sono compresi tra i 10 e 28 pollici (dai 25.4 cm a 71.1 cm); lo spessore massimo utilizzato è stato di 0.56 " mentre il minimo 0.20 ". I Natech da come si può osservare hanno colpito maggiormente tubazioni con diametri piccoli, compresi tra i 10 e 12". La principale tipologia di acciaio utilizzato senza ombra di dubbio è il 5L X52, il quale trova largo impiego anche al giorno d'oggi. Le specifiche sono dettate dall'API (**American Petroleum Institute**); il numero dopo la "X", indica la tensione di snervamento espressa in [ksi] (*kilopound per square inch*), l'equivalenza in [MPa] è la seguente 1 ksi = 6.895 MPa.

Analizzando gli anni di costruzione, la stragrande maggioranza delle pipeline, ho visto tubi in acciaio API 5L X52; occasionalmente sono stati osservati anche tubi X42, X46 e X60.

La maggior parte delle principali condotte europee, sono state costruite negli anni '60 -'70 e attualmente circa il 60 % delle condutture ha più di 40 anni. La distribuzione degli anni di installazione delle condotte mostra come i Natech, si sono verificati solo nelle condutture costruite negli anni '60 (1959-1969). Pertanto, non sono stati segnalati natech nelle condutture di nuova costruzione.

Spill ID	Year	Substance	System Part	Item	Diameter (")	Thickness (")	Specification	Age at Incident	Installation Year
48	1974	Crude oil	Pipeline	Pipe run	28	0.34	5L X52	16	1959
98	1976	Crude oil	Pipeline	Pipe run	24	0.28	5L X52	10	1967
99	1976	Hot fuel oil	Pipeline	Pipe run	10	0.20	5L X52	-	-
114	1977	White product (Gasoil)	Pipeline	Pipe run	12	0.25	5L X42	19	1959
115	1977	Crude oil	Pipeline	Pipe run	20	0.44	5L X52	13	1965
116	1977	Crude oil	Pipeline	Pipe run	24	0.47	5L X52	11	1967
123*	1977	White product (Naphtha)	Pipeline	Joint	20	0.47	5L X60	9	1969
134	1978	Crude oil or product	Pipeline	Pipe run	16	0.34	5L X52	14	1965
154	1980	Hot fuel oil	Pipeline	Pipe run	12	0.25	5L X52	15	1966
169	1980	White product (Gasoil)	Pipeline	Joint	26	0.38	5L X52	18	1963
170	1981	Hot fuel oil	Pump station	Auxiliary piping	-	-	-	14	1968
200*	1984	Crude oil	Pipeline	Pipe run	16	0.22	5L X52	21	1964
217*	1986	White product (Gasoil)	Pipeline	Joint	24	0.50	5L X46	26	1961
232	1987	White product (Naphtha)	Pipeline	Pipe run	12	0.25	5L X52	21	1967
241	1988	White product	Pipeline	Pipe run	10	0.22	5L X52	23	1966
275*	1991	White product	Pipeline	Pipe run	20	0.28/0.56	5L X52/X42	24	1968
305	1992	White product (Heating oil)	Pipeline	Pipe run	12	0.25	5L X52	28	1965
314	1993	White product	Pipeline	Pipe run	26	0.28	5L X52	31	1963
326*	1994	Crude oil	Pump station	Slop tank	-	-	-	-	-
402	2002	White product	Pipeline	Auxiliary piping	24	0.32	5L X46	39	1964

Figura 1.17: Eventi Natech

Oltre a danno che recano all'ambiente e in alcuni casi a persone, il Concaawe, ha quantificato per buona parte di questi eventi (ad esclusione di 3), una valutazione economica del danno recato (Figura 1.18). Per la maggior parte degli incidenti, i costi sono stati riportati in sterline britanniche a partire dall'anno dell'incidente; questi costi sono stati prima corretti per l'inflazione e poi convertiti in sterline britanniche 2012. Successivamente è stata calcolata la loro equivalenza nel 2012 in Euro. Anche i valori di costo originariamente espressi in Euro sono corretti per tener conto dell'inflazione e convertiti in controvalore in Euro riferiti al 2012. La Figura 1.19 divide gli eventi occorsi, in classi a seconda del danno economico recato, individuando 5 categorie; si osserva come a seconda di colori, si indichino le diverse tipologie di cause scatenanti.

Si riportano nei successivi sottoparagrafi una serie di eventi che sono stati ritrovati effettuando ricerche nel web ed altri estratti dal database degli eventi Concaawe, dei quali però non è nota la collocazione ma in cui sono ben descritte le principali caratteristiche, infrastruttura coinvolta nell'incidente, causa, materiale trasportato e volumi dispersi in ambiente. Da ricordare è che il database Concaawe non è accessibile al pubblico.

Spill ID	Year	Estimated cost	Estimated cost (2012)	Estimated cost (2012 €)
48	1974	52,300 £	393,000 £	485,000 €
98	1976	161,000 £	837,000 £	1,032,000 €
99	1976	96,000 £	499,000 £	615,000 €
114	1977	3,000 £	14,000 £	17,000 €
115	1977	135,000 £	606,000 £	747,000 €
116	1977	2,600,000 £	11,673,000 £	14,392,000 €
123*	1977	650,000 £	2,918,000 £	3,598,000 €
134	1978	155,000 £	643,000 £	792,000 €
154	1980	162,400 £	503,000 £	620,000 €
169	1980	574,000 £	1,778,000 £	2,193,000 €
170	1981	33,000 £	91,000 £	113,000 €
200*	1984	12,000 £	28,000 £	34,000 €
217*	1986	480,000 £	1,016,000 £	1,252,000 €
232	1987	325,000 £	660,000 £	814,000 €
241	1988	530,000 £	1,026,000 £	1,265,000 €
275*	1991	6,000,000 €	9,434,000 €	9,434,000 €
305	1992	N/A	N/A	N/A
314	1993	880,000 €	1,293,000 €	1,293,000 €
326*	1994	N/A	N/A	N/A
402	2002	N/A	N/A	N/A

All calculated costs are rounded to the nearest thousand fold for convenience.

Figura 1.18: Stima dei costi dovuti agli incidenti

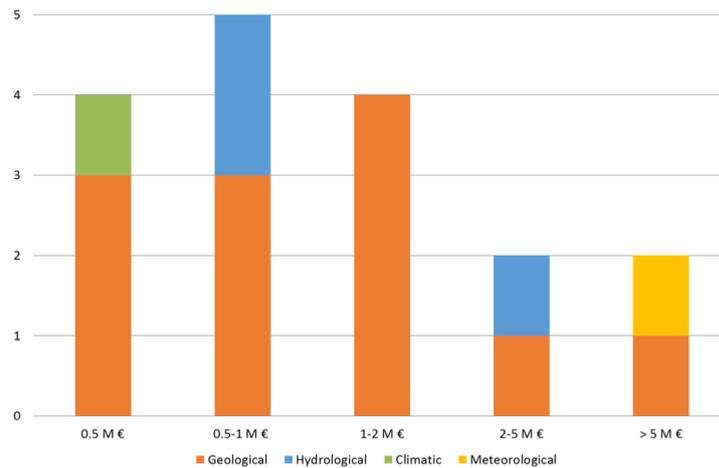


Figura 1.19: Classificazione dei danni economici

Incidente di Colle Cretone

Presso la località Colle Cretone, nel comune di Pineto (TE) il 6 Marzo 2015, uno smottamento ha coinvolto un gasdotto, il quale ha causato la fuoriuscita di gas metano; accidentalmente a causa delle avverse condizioni meteorologiche, si è distaccato dalla rete di distribuzione elettrica un cavo della corrente, innescando una prima ed in seguito seguita da altre due esplosioni. Sono risultate ferite 8 persone e danneggiati 3 edifici limitrofi [11].



Figura 1.20: Esplosione Colle di Cretone [11]

Incidente Contea di Marshall

Un'evento franoso il 7 Giugno 2018 alle ore 4:20 ha causato l'esplosione di un gasdotto di nuova installazione nella contea di Marshall in West Virginia lungo il Midstream Pipeline di TransCanada. Le fiamme del gasdotto rotto erano visibili da chilometri di distanza, ma fortunatamente a causa della sua collocazione priva di insediamenti, non ha causato feriti e vittime durante l'esplosione [12].



Figura 1.21: Esplosione contea di Marshall [12]

Incidente Provincia di Sakarya

Il 13 Gennaio 2019, alle ore 7:55 locali, nella provincia Turca di Sakarya, si è verificato un evento franoso (innescatosi a causa delle piogge verificatesi nei giorni precedenti) interessando una condotta di gas naturale; la fuoriscita del materiale ha fatto sì che si innescasse un'esplosione, la quale però fortunatamente non ha provocato vittime [13]; la Figura 1.22 mostra la zona dov'è avvenuta l'esplosione.



Figura 1.22: Esplosione provincia di Sakarya [13]

Incidente 241

La dimensione della tubazione in acciaio 5L X52 aveva un diametro di 10" (25.4 cm) e spessore 0.22" (5.59 mm) trasportante olio combustibile leggero; lo sversamento è avvenuto in un'area rurale al di sotto un fiume in Italia. Nei pressi di una delle sponde del fiume, il terreno contenente il gasdotto è stato soggetto a movimento; la condotta sotto il fiume stesso ha subito il cambio di direzione imposto dalla frana.

Si è verificata una rottura di 160 mm, rilevata non molto tempo dopo le discrepanze di pressione sono state notate dagli operatori dell'oleodotto che hanno avviato la chiusura e l'isolamento. La perdita di olio combustibile leggero è stata inizialmente arginata installando un collare sulla rottura. Una parte dell'olio rilasciato ha raggiunto il fiume e un altro fiume a valle. Sono state impostate barriere temporanee sui fiumi per intrappolare e raccogliere il materiale fuoriuscito. I 300 m³ di petrolio complessivamente recuperati sono stati smaltiti in modo sicuro in siti di smaltimento e incenerimento controllati.

Il tempo complessivo di pulizia è stato di 54 giorni e la chiusura del gasdotto per riallineamento e riparazione è stata di 5 giorni; il tutto è avvenuto il Settembre 1988 [5].

Incidente 314

Avvenuto nel 1993 questo incidente ha visto interessata una condotta in acciaio 5L X52 del diametro di 26" (66.04 cm) e spessore 0.28" (7.11 mm) trasportante petrolio bianco (ottenuto dalla distillazione del petrolio greggio), soggetta a movimento franoso in zona montana.

Nei giorni precedenti l'episodio, si verificarono forti piogge, le quali instabilizzarono il pendio, il quale muovendosi ha creato una crepa sulla superficie esterna, causando una fuoriuscita di materiale quantificabile in 10 m³. Nei periodi successivi si verificarono problemi alle falde sottostanti, nella quali il materiali percolando vi è entrato in contatto contaminandole [5].

1.3 Conclusioni

In conclusione, i dati ottenuti dai due report fanno riferimento entrambi ad incidenti nei confronti di condotte, ma con alcune differenze; il primo report descritto, quello EGIG, nella sua casistica considera solamente eventi che si sono verificati nei confronti di condotte adibite al trasporto di gas naturale. La principale motivazione, è che tale ente è stato costituito da compagnie gestrici di gasdotti; lo scopo comune è stato quello di creare un catalogo nel quale inserire gli incidenti verificatisi sulle reti da loro gestite, in modo da condividere, studiare e comprendere quali eventi maggiormente incidono sull'infrastruttura in questione. In Europa i gestori facenti parte di EGIG, gestiscono un kilometraggio di gasdotti pari a 140'000 km. Su tale rete nel corso degli anni, si sono verificati un esiguo numero di eventi, per un totale pari a 1'366 incidenti, nel periodo compreso tra il 1970 e 2016. Il trend dal 1995 ad oggi risulta in diminuzione; la frequenza di incidenti nel periodo 1970 - 2016 è pari a 0.31 per anno ogni 1'000 km di condotta, mentre la media mobile su 5 anni (2012 - 2016) si abbassa notevolmente a 0.134 all'anno ogni 1'000 km. E' emerso che gli incidenti causati da interferenze esterne e movimenti del suolo sono caratterizzati da conseguenze potenzialmente gravi, rappresentando buona parte degli eventi verificatisi.

I dati presenti all'interno del report JRC, si focalizzano su incidenti denominati Natech, ovvero che causano un grave danno all'ambiente, i quali vedono interessate condotte che trasportano materiale diverso dal gas, come petrolio, oli e altri derivati dalla lavorazione e raffinazione di idrocarburi. Molto interessante è osservare come per questa specifica casistica, la principale causa di incidenti, sia legata ad eventi classificabili come "geologici", e più della metà dei casi (55 %) siano fenomeni franosi.

Capitolo 2

Gasdotti

Nella nostra società, le condotte ricoprono un ruolo estremamente importante, al fine di trasferire dagli impianti di estrazione e lavorazione prodotti derivanti dagli idrocarburi, in particolar modo sotto forma di gas; quest'ultimo può essere di derivazione naturale od artificiale. Il loro utilizzo per il trasporto di grandi quantità di gas naturale all'industria e ai consumatori commerciali e domestici rappresenta una modalità affidabile di trasporto dell'energia.

L'ingegneria civile si pone l'obiettivo attraverso la fase progettazione, ed in seguito con la realizzazione, di fornire alla collettività questa tipologia di infrastruttura, divenuta ormai pressoché indispensabile per gli scopi ed utilizzi che noi tutti ben conosciamo. Come tutte le infrastrutture, sono esposte a fenomeni naturali (terremoti e frane) che mettono a serio rischio la funzionalità dell'opera stessa e, in alcuni rari casi rappresentano un pericolo per la società, dovuto alla natura infiammabile del gas stesso.

La scelta della loro ubicazione è strettamente collegata al fatto che si cerca di recare un impatto ambientale minore possibile; nella maggior parte dei casi sono collocate sotto terra, per evitare che possibili cause esterne possano minarne l'integrità. Sia che si attraversino ambienti urbanizzati e non, la scelta che prevale è quella del posizionamento al di sotto del piano campagna o calpestio, nonostante ciò in alcuni casi per altre ragioni vengono collocate e fatte "correre" sulla superficie esterna. In quest'altra casistica rientrano le condotte che devono attraversare zone montuose; vi è la possibilità che i tracciati da seguire prevedano il passaggio forzato sui crinali delle vette, la salita o discesa lungo pendii con pendenze importanti. Questo per ovvie ragioni implica che una collocazione sotterranea risulti pressoché impossibile, e la soluzione di un tracciato superficiale risulta la scelta più ragionevole.

L'instabilizzazione della condotta, può avvenire per il distacco di massi da una zona superiore, così facendo vi è la possibilità che vadano ad impattare la condotta. Altro caso in cui la scelta di un tracciato superficiale risulta la più conveniente, è quando occorre attraversare

una zona marina; le principali difficoltà sono rappresentate dal trasporto e realizzazione, strettamente correlati alla profondità del fondale.

2.1 Gasdotti Interrati

Uno dei prodotti derivanti dagli idrocarburi che viene maggiormente trasportato attraverso condotte interrate, è il gas metano. La sua forma naturale è appunto quella gassosa; idrocarburo semplice della famiglia degli alcani, costituito da una molecola di carbonio e quattro di idrogeno (CH_4). Tale gas, essendo di origine naturale è il risultato della decomposizione di alcune sostanze organiche in mancanza di ossigeno. Come per il petrolio, la sua estrazione viene effettuata prelevandolo da giacimenti ad altissima pressione e profondità; buona parte delle riserve non vengono interessate dall'attività estrattiva, a causa degli elevatissimi costi.

Le principali applicazioni, sono legate al campo energetico, utilizzato per il riscaldamento, nel campo domestico per le cucine. Ha trovato impegno per l'alimentazione di autoveicoli e camion, definiti tali mezzi "veicoli a gas naturale". In fine vede l'utilizzo anche nel campo agricolo come "creatore" di un clima ottimale all'interno delle serre.

Nella Figura 2.1 viene mostrata una rappresentazione schematica di una rete di distribuzione tipo. Nella norma le condotte sotterranee, sono collocate sotto al metro di profondità, come nel caso di ambienti urbani. La possono essere classificate a seconda della loro destinazione d'uso nelle seguenti categorie:

- Gasdotti di raccolta: svolgono la funzione di trasportare materia prima verso serbatoi di stoccaggio sotterranei;
- Gasdotti di transito: trasportano la in prossimità delle utenze o centri abitati la materia prima ad alta pressione;
- Gasdotti di distribuzione: elemento finale della rete, in cui la materia prima a bassa pressione viene direttamente servita agli utenti finali.

Eseguendo una analisi impiantistica si identificano le seguenti componenti:

- Impianti di stoccaggio: dove viene depositato il materiale pronto per la distribuzione in rete;
- Unità di compressione: sono presenti compressori centrifughi azionato da turbine a gas, utilizzati per portare alla pressione desiderata il materiale;
- Tubazioni e relative apparecchiature meccaniche di processo: comprendono filtri, valvole, air-coolers e altri apparecchi, con lo scopo di filtrare e rimuove impurità presenti;
- Sistemi di controllo per la gestione dei turbocompressori e degli impianti di processo della centrale;

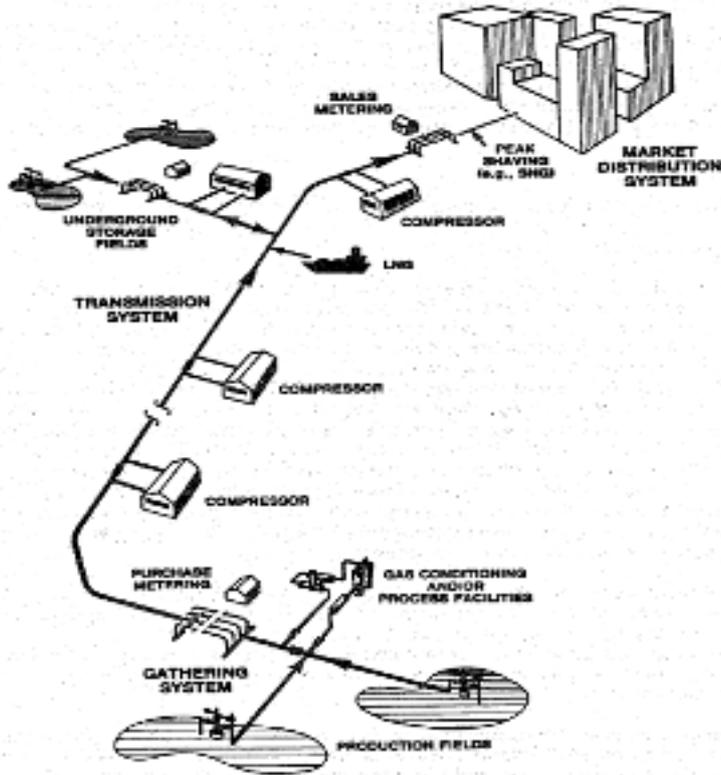


Figura 2.1: Scematizzazione rete di distribuzione

- Sistema elettrico: in grado di assicurare la necessaria alimentazione in funzione delle diverse esigenze e priorità;
- Infrastrutture civili: elementi di contorno ma fondamentali, come sala quadro, sala controllo, uffici, officina, magazzino, ecc. .

Durante il tragitto all'interno del gas all'interno della condotta, può giungere a pressioni elevatissime, i cui picchi possono addirittura raggiungere i 75 bar.

Per garantire opportune condizioni di sicurezza, la normativa impone che la pressione di servizio alle utenze finali, non possa raggiungere la pressione massima di qualche decina di millibar; per poter ottenere questi valori, sono necessarie una serie di apparecchiature, denominate cabine di decompressione che riducono la pressione. La diminuzione è significativa, ovvero da 50-60 bar a 12 bar per le reti di alta pressione, ed in seguito da 12 bar a 0,5 bar per la rete di media pressione.

In Italia la regolazione dei metanodotti è affidata al *DM 16/04/2008* attraverso la "Regola tecnica per la progettazione, prestazione, collaudo, esercizio e sorveglianza delle opere e dei sistemi di distribuzione e di linee dirette del gas naturale con densità non superiore a 0,8".

- Condotte di 1a Specie: condotte per pressione massima di esercizio superiore a 24 bar;
- Condotte di 2a Specie: condotte per pressione massima di esercizio superiore a 12 bar ed inferiore od uguale a 24 bar;
- Condotte di 3a Specie: condotte per pressione massima di esercizio superiore a 5 bar ed inferiore od uguale a 12 bar;
- Condotte di 4a Specie: condotte per pressione massima di esercizio superiore a 1,5 bar ed inferiore od uguale a 5 bar;
- Condotte di 5a Specie: condotte per pressione massima di esercizio superiore a 0,5 bar ed inferiore od uguale a 1,5 bar;
- Condotte di 6a Specie: condotte per pressione massima di esercizio superiore a 0,04 bar ed inferiore od uguale a 0,5 bar;
- Condotte di 7a Specie: condotte per pressione massima di esercizio inferiore od uguale a 0,04 bar.

2.2 Posa in Opera

La prima operazione da eseguire, per la realizzazione di tale opera, e lo scorcio, ovvero la rimozione attraverso dozer cingolati, della prima porzione di terreno vegetale, ed eventuali piante o arbusti presenti sul tracciato, la profondità massima alla quale si può arrivare è di 50 cm circa; nel caso l'operazione sia da eseguire su pendio, vengono utilizzate escavatori cingolati.

Vi sono alcune prescrizioni da seguire per lo stoccaggio del materiale vegetale; il deposito deve avvenire in apposite aree pronte allo smaltimento o riqualifica, a seconda delle prescrizioni definite in fase progettuale. Si deve altresì evitare che i cumuli durante lo toccaggio non entrino in contatto con altri materiali; le dune devono avere altezza massimo di 2 m ed essere ben riparate al fine di garantire le proprietà chimico-fisiche, per un futuro riutilizzo al fine dell'inerbimento.

La fase successiva è quella della realizzazione della trincea a cielo aperto; la profondità consigliata alla quale arrivare in fase di scavo e compresa tra i 2 e 3 m, in modo da garantire un ricoprimento consigliato di almeno 1,5 m. La trincea, può essere caratterizzata dall'aver le pareti verticali o inclinate; in quest'ultimo caso la pendenza della scarpata può variare all'interno del seguente intervallo $2/3 \div 1/1$.

La tipologia di scavo da eseguire viene scelta a seconda delle caratteristiche del materiale; se siamo in presenza di materiali non coesivi e poco addenati, la scelta ricade nei confronti della trincea con scarpata, mentre se siamo in terreni coesivi e ben compattati con buone

caratteristiche geomeccaniche si sceglie di eseguire lo scavo a pareti verticali. I mezzi che si possono utilizzare per realizzare lo scavo possono essere sostanzialmente due:

- Pala scavatrice: in Figura 2.2a a sinistra, adatto a moltissime tipologie di terreno ma non consigliato per terreni cementati e con presenza di roccia, permette di raggiungere elevate profondità grazie all'estensione del braccio;
- Trencher: adatto per terreni con presenza di roccia, permette una velocità di scavo maggiore rispetto agli altri mezzi, garantendo una elevata precisione di taglio, ottimizzazione dei tempi grazie al rapido trasporto a lato del materiale scavato grazie ad un nastro trasportatore, vedi Figura 2.2b.



(a) Pala



(b) Trencher

Figura 2.2: Esecuzione scavo

Eseguito lo scavo a discrezione del progettista, si può posizionare uno strato di materiale geotessile, con la funzione di evitare che all'interno della trincea si infilti materiale organico o con granulometria diversa da quella prevista per il riempimento; approfondiremo dettagliatamente nel capitolo successivo l'utilità e le principali proprietà di tale tessuto; vedi approfondimento Paragrafo 2.5.

Nella Figura 2.3 viene mostrata la sezione tipo di una trincea; si riportano nell'elenco sottostante la descrizione degli elementi presenti in figura:

1. Zona fondo scavo;

2. Rinfianco;
3. Rinterro fino a 20 cm sopra la generatrice superiore della tubazione;
4. Completamento del rinterro;
5. Strato superficiale:
 - Incolto: come al punto 4;
 - Colto: posa strato humus, o ripristino terreno vegetale preesistente.
6. Nastro o rete plastica di avvertimento.

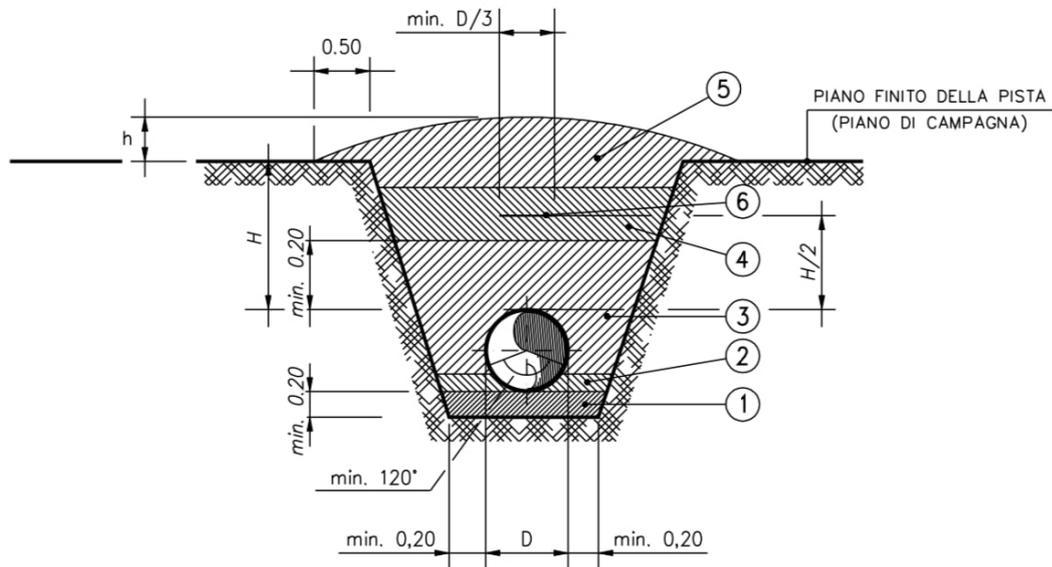


Figura 2.3: Sezione tipo trincea

Prima di procedere alla posa della condotta occorre verificare che il fondo dello scavo sia stato opportunamente livellato e privo di qualsiasi materiale che possa creare possibili discontinuità di appoggio della tubazione; il letto della condotta può essere costituito da sabbia o limo-argilloso, qualora non fossero reperibili si possono utilizzare materiali granulari con dimensioni contenute all'interno del seguente range 0.06 mm ÷ 25 mm.

Il rinterro nel caso la fase di scavo fosse stata eseguita con il Trencher, vi è la necessità di reperire un messo dotato di pala per riempire la trincea di materiale; in caso contrario lo scavo fosse stato eseguito tramite pala scavatrice, si avrebbe un risparmio nel numero dei mezzi da utilizzare.

2.3 Giunzioni

Una condotta è realizzata da un sistema di tubazioni la cui continuità è garantita dalla presenza dei giunti. Una volta realizzati, la condotta diviene strutturalmente coerente ed in grado di resistere a diverse tipologie di sforzi che possono essere di diverso tipo. Le giunzioni possono essere realizzate attraverso due modalità diverse:

- Giunzioni saldate;
- Giunzioni flangiate.

Verranno trattate solamente le giunzioni saldate, perché nel campo delle condotte interrate le flangiate non trovano impiego. Questo è dovuto dal fatto che al momento dell'unione tramite bullonatura, vi è l'interposizione di una guarnizione, la quale rimanendo esposta per lungo tempo a contatto diretto con il terreno, è potenzialmente soggetta a corrosione, come può avvenire per il bullone stesso.

2.3.1 Giunzioni Saldate

La saldatura è un processo fisico-chimico che prevede l'unione di due o più parti, tramite l'utilizzo di calore o pressione sul materiale costituente o di apporto; ad operazione eseguita le parti unite costituiscono un unico componente, stabile e permanente. La saldatura, una volta avvenuta deve garantire le medesime proprietà meccaniche del materiale di base, evitando di andarle a diminuire e dunque indebolire l'elemento. Viene elencato un breve elenco dei vantaggi e svantaggi:

- Vantaggi:
 - Rapidità di esecuzione;
 - Semplicità delle lavorazioni di preparazione delle parti;
 - Basso costo complessivo;
 - Molteplicità delle soluzioni geometriche;
 - Tenuta nei confronti della fuoriuscita di gas o liquidi.
- Svantaggi:
 - Eseguibile su materiali saldabili;
 - Alterazione della struttura cristallina;
 - Generarsi di distorsioni geometriche e accumulo di tensioni residue.

In Figura 2.4 sono elencate le tipologie principali di saldature che vengono impiegate nel campo delle condotte adibite al trasporto del gas. Una saldatura viene definita autogena,

Autogena	per fusione	alla fiamma (ossiacetilenica, ossidrica, ecc.) con elettrodi rivestiti con elettrodo infusibile in atmosfera inerte (TIG) sommerso a filo continuo in atmosfera inerte (MIG) in atmosfera attiva (MAG) senza protezione di gas a elettrogas al plasma ad elettroscoria allaminotermica a fascio elettronico a laser
	per pressione	elettrica a fuoco (bollitura) a resistenza (a punti, a rilievi, a rulli, di testa) a scintillio a induzione ad attrito a esplosione a ultrasuoni
Eterogena	Brasatura capillare (alla fiamma, elettrica a resistenza, a induzione) Saldobrasatura (alla fiamma, all'arco)	

Figura 2.4: Elenco saldature utilizzate per le condotte

quando il materiale di base fondendo, prende parte alla realizzazione del giunto e può essere realizzata anche senza il materiale di apporto. Diversamente dal caso precedente, una saldatura eterogena, è caratterizzata dal fatto che il materiale di base non prende parte alla reazione di fusione, dunque il giunto è costituito interamente con materiale di apporto.

Dell'elenco riportato, quelle che al giorno d'oggi trovano un maggiore impiego sono le seguenti:

- Arco sommerso;
- Filo continuo MIG/MAG;
- Elettrodi rivestiti;
- Elettrodo infusibile in tungsteno (TIG).

Arco Sommerso

La saldatura ad arco sommerso, è un procedimento di saldatura ad arco a filo continuo sotto protezione di un materiale definito scoria. La morfologia generale della zona di saldatura (cioè il fatto che l'arco scocchi sotto la scoria) permette di generare una grande quantità di calore che, essendo schermato dalla scoria, cattiva conduttrice termica, resta localizzato nel bagno di saldatura. Tale tecnica, permette di operare con elevate velocità di saldatura e di deposito. La saldatura ad arco sommerso è un processo che può essere reso completamente automatico e può effettuare sia saldature longitudinali in posizione piana che saldature circolari su posizionatori; questo sistema viene universalmente utilizzato nelle saldature di forte spessore.

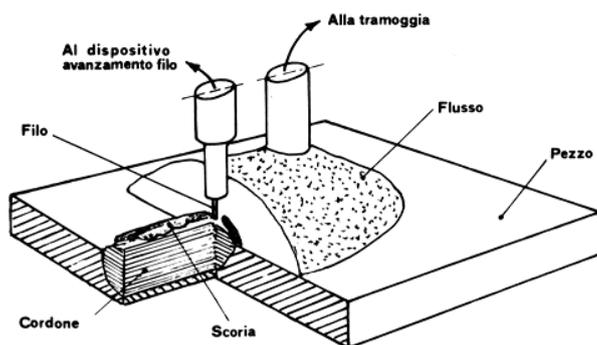


Figura 2.5: Saldatura ad arco sommerso

Filo Continuo MIG/MAG

E' una tipologia di saldatura molto simile alla precedente, ma si differenzia per il fatto che non vi è la presenza di del materiale definito scoria, ma bensì un gas che protegge il bagno di saldatura, il quale può essere MIG (*Metal-arc Inert Gas*) o MAG (*Metal-arc Active Gas*). Il gas di protezione ha la funzione di impedire il contatto del bagno di fusione con l'atmosfera; agli albori di questa tecnica veniva usato solamente il gas Argon, ma utilizzabile solo per acciai inossidabili austenitici, ma con il passare del tempo sono state realizzate miscele di Argon ed Elio, in quanto quest'ultimo avente una conducibilità termica migliore, permette di eseguire saldature su giunti di elevato spessore. Per quanto riguarda i MAG, viene generata una miscela di gas attivo utilizzando Argon ed Anidride Carbonica, con percentuali che variano a seconda della tipologia di acciaio che deve essere saldato. In generale questo tipo di saldatura viene utilizzata per acciaio austenitici, ferritici, leghe di metalli leggeri, leghe di nickel, leghe di rame e leghe di titanio.

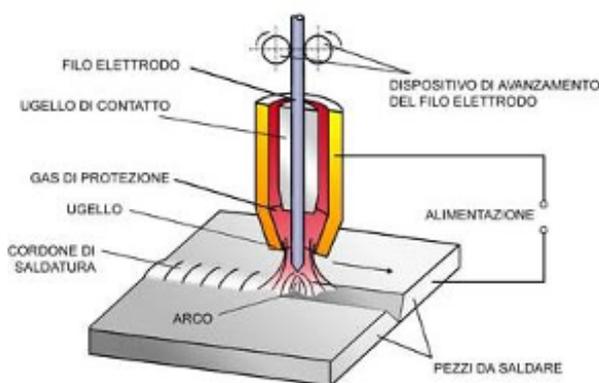


Figura 2.6: Saldatura a filo continuo MIG/MAG

Elettrodi rivestiti

Tale tipologia di saldatura è manuale, e risulta il procedimento di saldatura più utilizzato; trova impiego nelle costruzioni meccaniche come in carpenteria metallica. E' indicato per la saldatura di quasi tutte le leghe metalliche ferrose e non ferrose ad eccezione delle leghe di alluminio. L'elettrodo rivestito, è composto da due parti, ovvero da un'anima metallica che funge da materiale d'apporto e da un rivestimento che ne fornisce la protezione; una parte del materiale d'apporto si volatilizza creando dei gas che creano una zona di protezione dell'arco riducendo il pericolo di ossidazione del bagno.

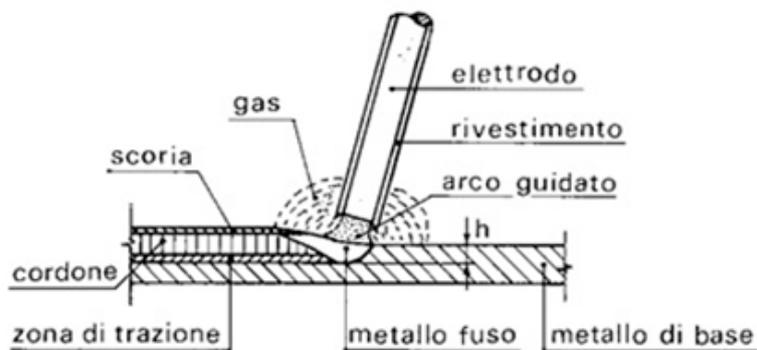


Figura 2.7: Saldatura ad elettrodi rivestiti

Elettrodo Infusibile in Tungsteno

Il processo di saldatura prevede l'utilizzo di una torcia, all'interno della quale è presente un elettrodo in tungsteno, attorno al quale fluisce il gas di protezione. L'operatore, muovendosi liberamente e mantenendo la debita distanza, riesce così a saldare il materiale utilizzando una bacchetta di apporto; il cordoncino a moneta è il classico risultato di questa tecnica che, data la qualità e la valenza estetica, viene utilizzata molto spesso quando la saldatura rimane a vista. Generalmente le bacchette di apporto, utilizzate sono dello stessa tipologia di materiale, o a seconda degli impieghi ed utilizzi di leghe che differiscano poco dal metallo da saldare.

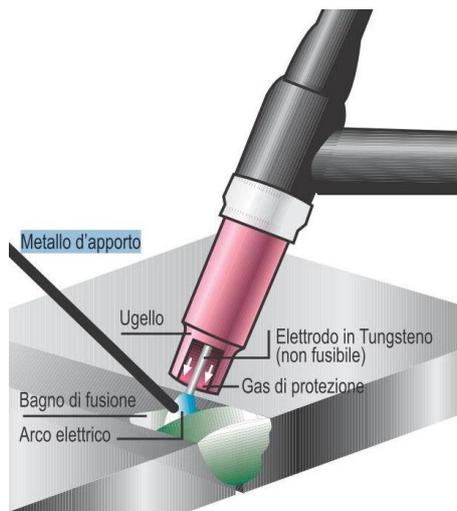


Figura 2.8: Saldatura ad elettrodo infusibile

2.4 Tipologie di Rottura

In questo paragrafo vengono descritte le possibili tipologie di rottura che si possono verificare nei confronti di condotte, giuntate mediante saldatura [6]. Ovviamente le deformazioni sono indotte da spostamenti del terreno, che verificano per mezzo di fenomeni franosi, terremoti o spostamenti legati a movimenti di faglia. Tali tipologie, sono il Shell-Bulking, Beam-Bulking, Rottura per tensione, Rottura per flessione ed Ovalizzazione.

2.4.1 Shell-Buckling

L'instabilità di tipo shell, è una condizione di guasto associata alla perdita di stabilità derivante dal carico di compressione o dal momento flettente; tale tipologia di instabilità è di tipo locale, dunque interessa porzioni limitate della condotta. In condizioni di esercizio, con l'aumentare del carico, la rigidità diminuisce gradualmente, facilitando il formarsi di "rughe", le quali cresceranno e inizieranno a localizzarsi, portando a un'instabilità di carico limite o una biforcazione secondaria, solitamente in modalità non assialsimmetrica, a seconda delle caratteristiche dell'acciaio plastico e del rapporto R / t . La deformazione altamente localizzata può causare lacerazioni delle pareti e perdite di materiale o gas, a seconda di ciò che la condotta trasporti.



Figura 2.9: Instabilità a mo' di shell-bulking

2.4.2 Beam-Buckling

Tale tipologia di rottura, avviene quando le condotte sono interrato a profondità poco elevate. Sforzi di compressione indotti dal terreno, fanno sì che la condotta soffra dell'instabilità tipica della trave (a volte indicata come instabilità " sconvolgente ", ma questo termine è significativo solo per il movimento verticale del tubo verso l'alto), modalità riconducibile all'instabilità Euleriana di una colonna. In questo meccanismo di cedimento, la condotta è costretta a piegarsi verso l'alto, dove la resistenza del suolo è inferiore (in alcuni casi si verifica la fuoriuscita dal terreno) come è stato osservato in eventi collegati a terremoti e frane. Poiché la localizzazione della deformazione non è concentrata in una zona limitata come avviene invece per fenomeni di shell-buckling, la probabilità di rottura del tubo è generalmente bassa, pertanto tale tipologia di instabilità viene considerata meno pericolosa, con potenziali effetti meno catastrofici. Questa tipologia di rottura è riconducibile a diversi parametri, come la rigidità flessionale della sezione del tubo, le potenziali imperfezioni e la profondità di interramento della condotta. In quanto tale, è difficile essere quantificati in modo affidabile senza giustificazione derivate da dati sperimentali.

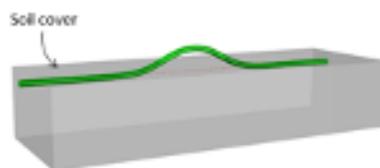


Figura 2.10: Instabilità a mo' di beambuckling

2.4.3 Rottura per Tensione

Quando la tubazione è in uno stato di tensione assiale, si prevede che si verifichi una rottura se si sviluppano eccessive deformazioni longitudinali di plastica nelle pareti del tubo.

Questo tipo di guasto si osserva raramente nelle tubazioni in acciaio saldate ad arco con connessioni di testa a causa del comportamento fortemente duttile di queste ultime. Al contrario, le tubazioni in acciaio assemblate con giunti di scorrimento saldati a gas sono più vulnerabili a questo meccanismo di cedimento, poiché non sono in grado di sopportare un cedimento sostanziale prima della rottura. Le saldature circonferenziali, sebbene progettate con disposizioni di resistenza più elevate rispetto ai fusti dei tubi, possono mostrare una duttilità inferiore al valore nominale a causa delle alterazioni metallurgiche indotte dal processo di saldatura. In generale, l'esperienza di precedenti eventi, come sismi e fenomeni franosi, hanno dimostrato che la maggior parte delle tubazioni in acciaio esposte a carichi di trazione hanno eseguito più che sufficientemente, poiché le moderne tecniche di produzione sono in grado di soddisfare i requisiti minimi di duttilità. Quando si tratta di carico assiale in compressione, tuttavia, si dovrebbe porre l'accento sull'identificazione della deformazione finale effettiva, poiché il carico di punta critico del guscio si è dimostrato altamente sensibile all'incrudimento. Viene mostrato in Figura 2.11.



Figura 2.11: Rottura per trazione

2.4.4 Rottura per Flessione

Questa tipologia di cedimento legata alla eccessiva ovalizzazione della sezione è molto rara a causa della duttilità dell'acciaio. Nel terremoto di San Fernando del 1971, in cui si è visto che un certo numero di condotte per gas e combustibili liquidi interrate sopportarono circa 2,5 m di dislocazione trasversale del suolo.

2.4.5 Ovalizzazione

Altra tipologia possibile di cedimento, è legato all'accumulo di grandi spostamenti radiali, con l'ovalizzazione della sezione trasversale, detto effetto Brazier, ricercatore che per primo ha derivato un limite analitico di ovalizzazione per un tubo elastico. Una forte flessione costringe la sezione trasversale circolare del tubo ad appiattirsi in una forma ovale; tale effetto aumenta la perdita di rigidità flessionale. Tale variazione di sezione non comporta uno stato limite ultimo, ma può costituire un problema per la funzionalità della capacità di carico e trasporto del materiale da parte della condotta.

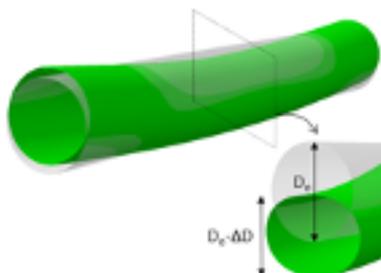


Figura 2.12: Ovalizzazione della sezione

2.5 Materiali Geotessili

I materiali geotessili sono tessuti permeabili o impermeabili che, se usati in accoppiamento e dunque in contatto con il suolo, sono in grado separare, filtrare, rinforzare, proteggere o drenare. Tipicamente realizzati in polipropilene o poliestere, i tessuti geotessili sono disponibili in tre forme di base: tessuti, agugliati o termosaldati.

Al giorno d'oggi nella realtà costruttiva di opere geotecniche, realizzazione di rilevati stradali o infrastrutture come le condotte interrate, sono sempre più impiegati; tramite il loro utilizzo, il livello di qualità e durabilità è sicuramente migliore rispetto ad opere sprovviste di questa tipologia di accorgimenti tecnici. Vediamo nel dettaglio nei successivi paragrafi le caratteristiche di ognuna di queste tipologie di materiali.

Geotessile Tessuto

Questa prima categoria di prodotto, viene appunto realizzata tramite tessitura. I singoli fili a seconda che si tratti di monofilamenti, pellicole a fessura o altre tipologie di materiale, vengono tessute su grosse pezzature; questo passaggio conferisce ottime proprietà meccaniche come ad esempio capacità di carico.

Caratteristica fondamentale è la ottima resistenza alla corrosione e che lo rende applicabile per impieghi di lungo termine. Il film che si genera (fili intrecciati tra loro) non rende questa tipologia di materiale non adatto al drenaggio; questa loro caratteristica fa sì che gli impieghi ottimali, siano evitare l'erosione degli strati sottostanti al tessuto. Nella Figura 2.13 si mostrano diverse dimensioni delle maglie a seconda degli impieghi previsti.

Geotessile Agugliato

Il geotessile realizzato mediante agugliatura (tecnica di lavorazione che sfrutta il moto verticale degli aghi, conferendo compattezza alle fibre del materiale in questione) prevede l'utilizzo in fibra di poliestere e polipropilene con possibilità di realizzazione in diverse colorazioni ed



Figura 2.13: Diverse tipologie di geotessile tessuto - prodotti Hydrogeo s.r.l.

in seguito sottoposto a trattamento termico; non prevede l'utilizzo di collanti ed additivi chimici.

Questa tipologia di prodotti presentano ottime caratteristiche nei confronti della separazione dei materiali, filtraggio, drenaggio, controllo nei confronti dell'erosione ed anche rinforzo.



Figura 2.14: Geotessile agugliato - prodotto Tecnogeo Group s.r.l.

Geotessile Termosaldato

Quest'ultima categoria facente parte dei non tessuti, prevede l'utilizzo di fibre a base di polimeri (le tipologie utilizzate variano a seconda delle case produttrici) le quali vengono

accoppiate tramite un processo di termosaldatura; va ricordato che le fibre sono disposte in modo non ordinato, ma casuale (come d'altronde in tutti i le tipologie di nontessuto) vedi Figura 2.15.

Ideale per impieghi come strati di separazione di diversi terreni e riporti, drenaggio e filtrazione, controllo di erosione, rinforzo del suolo, dighe, strade, pavimentazioni esterne, protezioni delle fondazioni.



Figura 2.15: Geotessile termosaldato - Harpo s.p.a.

2.5.1 Modellazione Geotessuto

L'utilizzo dei geotessuti è sempre più diffuso e garantisce buone prestazioni all'opera; viene richiesto di conoscere e saper come approcciare il comportamento dell'interazione tra suolo e geotessile, sia che si effettuino calcoli analitici oppure una moderazione attraverso appositi software.

Tale interazione viene definita attraverso il coefficiente di attrito sull'interfaccia μ ; molte volte questo valore non è determinabile tramite prove di laboratorio. Il valore che più si avvicina alla determinazione del coefficiente tra terreno e geotessuto, è dato dalla formulazione

$$\mu = \tan\left(\frac{3}{4}\varphi\right) \quad (2.1)$$

Studi successivi e prove su campioni sono state eseguite in seguito per poter ottenere una formulazione che fosse la più vicina possibile alla realtà; ci soffermiamo in particolare sullo studio eseguito da Puri [7], nel quale ha cercato tramite prove sperimentali di determinate valore di μ che si avvicini il più possibile alla realtà.

Com'è noto la geometria, rugosità e rigidità influenzano molto il comportamento sull'interfaccia; per simulare ciò si possono eseguire due tipologie di prove sperimentali, ovvero prove di taglio diretto e le prove di estrazione. Pertanto se vi fosse l'impossibilità di eseguire tali prove, si possono utilizzare i seguenti approcci:

- $\mu = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3} \tan \varphi\right) \Rightarrow$ proposta da Mitchell e Villet nel 1987 valida se $\delta < \varphi$;
- $\mu = \frac{2}{3}\varphi \Rightarrow$ sempre proposta da Mitchell e Villet e riproposta da Das nel 1995, valida per le medesime condizione del punto precedente;
- $\tan \delta = 0,60 \div 1,00 \tan \varphi \Rightarrow$ valida per tutti i geotessili tessuti e non tessuti formulata da Williams e Houlihan (1987);
- $\tan \delta = 0,80 \div 1,00 \tan \varphi \Rightarrow$ per geotessuti ruvidi, Jewell 1996;
- $\tan \delta = 0,60 \tan \varphi \Rightarrow$ foglio di polimero solido granulare, Jewell 1996;
- $\tan \delta = \frac{2}{3} \div \frac{3}{4} \tan \varphi \Rightarrow$ proposto da Suryolelono (2000) dove:
 - $\tan \delta = \frac{2}{3} \tan \varphi \Rightarrow$ utilizzato per geotessili;
 - $\tan \delta = \frac{3}{4} \tan \varphi \Rightarrow$ utilizzato per geogriglie;

Le ricerche seguite da Puri (2003), eseguite su sabbie arrotondate a contatto con geotessile non tessuto, tramite prova a taglio diretta, ha proposto due equazioni:

$$\mu^* = 0,00004\varphi^2 + 0,0158\varphi \quad (2.2)$$

$$\mu^* = 0,0158\varphi \quad (2.3)$$

Il primo termine dell'equazione 2.2, non ha mostrato significativi risultati, come si può osservare la 2.3 fornisce il coefficiente μ utilizzando direttamente l'angolo di attrito interno. Da ricordare è che il valore dell'angolo di attrito interno da inserire, deve essere in gradi.

Un ulteriore studio, eseguito sempre da Puri nel 2017, si è basato sull'esecuzione di prove di taglio dirette, e confronto con altri studi pubblicati da Williams e Houlihan (1987), Puri e Wanim (2003), Gource (1982), Garbulewski (1990), Mahmood e Zakaria (2000) e Rifa'i (2004). Le prove a taglio eseguite, ha visto l'utilizzo di apparecchi con dimensione delle scatole che vanno dai 100 x 100 mm ai 300 x 300 mm ed hanno visto l'impiego materiali come argilla, limo, argilla limosa, argilla sabbiosa e caolinite.

Nella Figura 2.17 viene mostrata la relazione tra l'angolo di attrito dell'interfaccia suolo-geotessile δ e l'angolo di attrito interno del suolo φ ; si mostra che δ risulta maggiore di φ così come $\frac{2}{3}\varphi$; questo da modo di pensare che la resistenza all'attrito sull'interfaccia è maggiore che nel terreno. Possiamo anche asserire che l'approccio utilizzato comunemente utilizzato $\tan \delta = \frac{2}{3} \tan \varphi$ garantirà una resistenza comunque minore di quella ottenuta dalle prove di

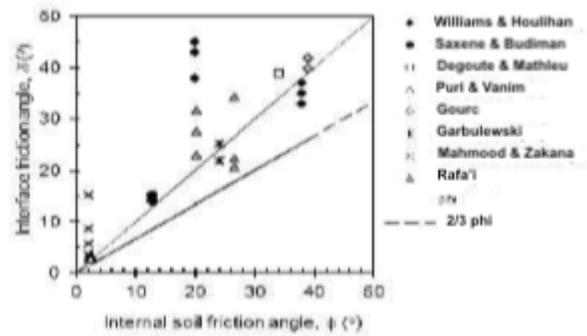


Figura 2.16: Relazione angolo attrito interno angolo attrito interfaccia

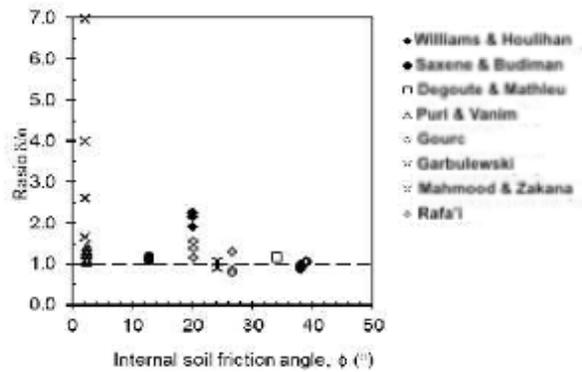


Figura 2.17: Relazione angolo attrito interno rapporto δ/φ

laboratorio.

La Figura 2.17 mostra che il rapporto $\frac{\delta}{\mu}$ tende ad essere maggiore di 1,0; i valori più bassi, più grandi e medi sono rispettivamente 0,87, 6,97 e 1,67.

Passando alla Figura 2.18 si mostra la relazione del coefficiente di attrito dell'interfaccia μ con l'angolo di attrito interno del suolo φ . Si mostra nuovamente che i valori del coefficiente di attrito al contorno suolo-geotessile tendono ad essere maggiori del della formulazione $\frac{2}{3} \tan \varphi$; i valori di δ sono compresi nell'intervallo $0,045 \div 1,00$. Test statistici eseguiti sui risultati dicono che la deviazione standard di φ è pari a $14,87^\circ$ con una media di $16,08^\circ$; la correlazione tra il μ e φ è significativa con livello di confidenza del 99%.

$$\mu = 0,034\varphi^{0.869} \quad (2.4)$$

L'equazione 2.4 presenta un coefficiente di correlazione $R = 0,858$, ovvero una relazione tra φ / μ dell'85,8%.

In conclusione dallo studio si evince che il valore dell'angolo di attrito all'interfaccia δ risulta

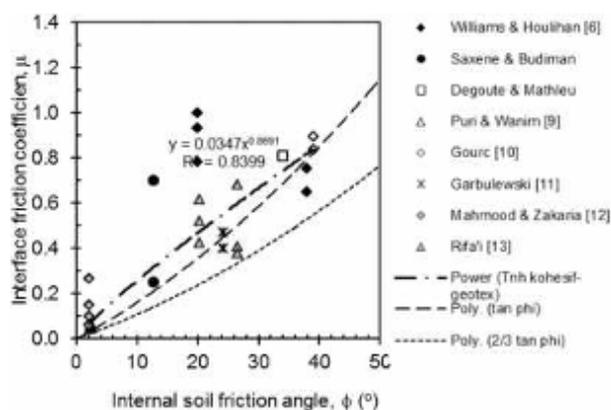


Figura 2.18: Relazione tra angolo di attrito interno e coefficiente di attrito

maggiore di quello del suolo φ . Pertanto, la determinazione del coefficiente di attrito dell'interfaccia con l'approccio comune di $\mu = \tan \varphi$, produrrà un progetto decisamente sicuro e conservativo, considerando che il fattore di sicurezza è dato anche sui parametri del terreno e sulla resistenza alla trazione del geotessile.

2.6 Modellazione Analitica

In questo paragrafo si cercano di analizzare le difficoltà che possono insorgere, quando l'obiettivo è la modellazione di una condotta interrata soggetta a fenomeno franoso di tipologia planare. Lo scopo e l'obiettivo principale (per quanto possibile) è cercare di scostarsi nel minor modo possibile dalla realtà, compatibilmente con i mezzi che si ha a disposizione.

Tutt'oggi i software agli elementi finiti, danno una grande mano in questo compito, ma di contropartita affinché si voglia ottenere un risultato che possa avvicinarsi il più possibile alla realtà richiedono, vi è bisogno di calcolatori con potenza computazionale elevata, in quanto che le variabili in gioco sono molteplici.

La modellazione dell'interazione terreno struttura, ha una valenza importantissima, perché attraverso metodi analitici, sviluppati tramite prove in laboratorio, e in parte grazie all'esperienza maturata nel tempo dovuta alla progettazione di questa tipologia di opere, permette di prevedere al meglio gli spostamenti e le forze che entrano in gioco. Uno dei metodi più utilizzati, è quello contenuto all'interno della normativa Statunitense per la progettazione delle condotte interrate, redatta dagli enti *ALA (American Lifelines Alliance)*, *FEMA (Federal Emergency Management Agency)* e *ASCE (American Society of Civil Engineers)* nel 2001, e revisionata nel 2005.

Per quanto riguarda invece la modellazione analitica del comportamento della condotta, i pionieri furono Newmark e Hall nel 1975. Il modello che elaborarono, prevedeva una condotta soggetta ad un movimento di falga trascorrente, con lo scopo affrontare il problema dei

grandi spostamenti indotti dal terreno. Si ipotizza un comportamento puramente assiale, trascurando la flessione e la presenza laterale del terreno.

2.6.1 Interazione Terreno Struttura

Quando un pendio si instabilizza, esercita una azione ed un carico sulla condotta, facendo sì che quest'ultima si muova nella stessa direzione dell'evento franoso. Per quanto riguarda le condizioni al contorno nei confronti della tubazione, il suolo può essere modellato attraverso una serie di molle, aventi direzione orizzontale e verticale e normale; la citata in precedenza *ALA ASCE FEMA 2005* propone una formulazione avente un andamento lineare, il cui valore massimo della forza elastica è basato sul risultato di indagini in laboratorio e sul campo. Un'assunzione importante e non da dimenticare, è quella di considerare il terreno circostante come omogeneo.

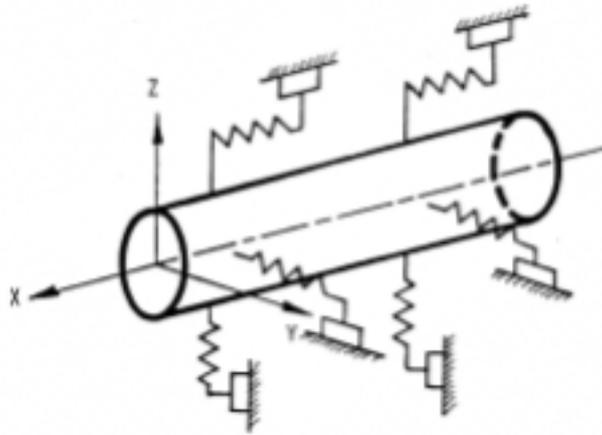


Figura 2.19: Rappresentazione ideale del suolo attraverso molle discretizzate

Molle Assiali

La Figura 2.20 mostra l'idealizzazione della molla assiale del terreno; la massima forza assiale per unità di lunghezza che può essere trasmessa alla condotta equivale a:

$$T_u = \pi D \alpha c + \pi D \alpha H \gamma \frac{1 + K_0}{2} \tan \delta \quad (2.5)$$

Dove:

H : profondità dal piano campagna a centro condotta;

α : coefficiente adimensionale di adesione ricavato una curva empirica avente la seguente formulazione

$$a = 0.608 - 0.123c - \frac{0.274}{c^2 + 1} + \frac{0.695}{c^3 + 1} \quad (2.6)$$

\mathbf{K}_0 : coefficiente spinta a riposo;

δ : angolo di attrito interfaccia terreno-condotta

$$\delta = f\varphi \quad (2.7)$$

f : coefficiente funzione della tipologia di rivestimento superficiale della condotta.

Rivestimento Superficiale	f
Calcestruzzo	1
Catrae minerale	0.9
Acciaio grezzo	0.8
Acciaio liscio	0.7
Polietilene	0.6
FBE anticorrosivo	0.6

Tabella 2.1: Tipologie di rivestimento superficiale

Riportiamo i massimi valori di spostamento del terreno mobilitato in direzione assiale nella Tabella 2.2.

Tipologia Terreno	Δ_t [mm]
Sabbie dense	3
Sabbie sciolte	5
Argille dure	8
Argille morbide	10

Tabella 2.2: Spostamento funzione della tipologia di rivestimento

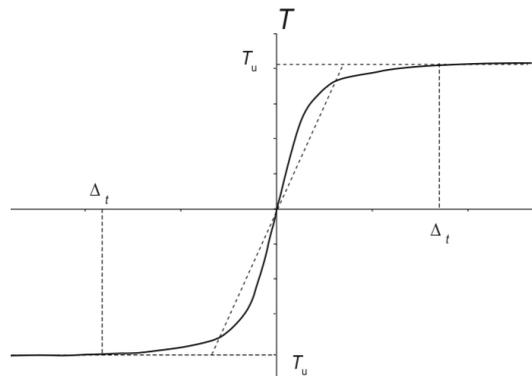


Figura 2.20: Legge costitutiva molla assiale

Molle Lateralì

La resistenza che oppone la molla laterale allo scorrimento del terreno nei confronti della condotta viene rappresentato dalla Figura 2.21 di cui il valore massimo è individuabile applicando la seguente formula:

$$P_u = N_{ch}cD + N_{qh}\gamma HD \quad (2.8)$$

Dove:

N_{ch} : fattore della capacità portante orizzontale per terreni coesivi;

N_{qh} : fattore della capacità portante orizzontale per terreni non coesivi. Le formule analitiche che danno i valori dei coefficienti sono le seguenti:

$$N_{ch} = a + bx + \frac{c}{(x+1)^2} + \frac{d}{(x+1)^3} \leq 9 \quad (2.9)$$

$$N_{qh} = a + bx + cx^2 + dx^3 + ex^4 \quad (2.10)$$

I valori intermedi compresi tra 20° e 45° del parametro N_{qh} vengono interpolati linearmente;

Coefficiente	φ	x	a	b	c	d	e
N_{ch}	0°	H/D	6.752	0.065	-11.063	7.119	-
N_{qh}	20°	H/D	2.399	0.439	-0.03	$1.059 \cdot 10^{-3}$	$-1.754 \cdot 10^{-5}$
N_{qh}	25°	H/D	3.332	0.839	-0.090	$5.606 \cdot 10^{-3}$	$-1.319 \cdot 10^{-4}$
N_{qh}	30°	H/D	4.565	1.234	-0.089	$4.275 \cdot 10^{-3}$	$-9.159 \cdot 10^{-5}$
N_{qh}	35°	H/D	6.816	2.019	-0.146	$7.651 \cdot 10^{-3}$	$-1.683 \cdot 10^{-4}$
N_{qh}	40°	H/D	10.959	1.783	0.045	$-5.425 \cdot 10^{-3}$	$-1.153 \cdot 10^{-4}$
N_{qh}	45°	H/D	17.658	3.309	0.048	$-6.443 \cdot 10^{-3}$	$-1.299 \cdot 10^{-4}$

Tabella 2.3: Fattori capacità portante

il massimo spostamento al valore P_u vale:

$$\Delta_p = 0.04 \left(H + \frac{D}{2} \right) \leq 0.10D \div 0.15D \quad (2.11)$$

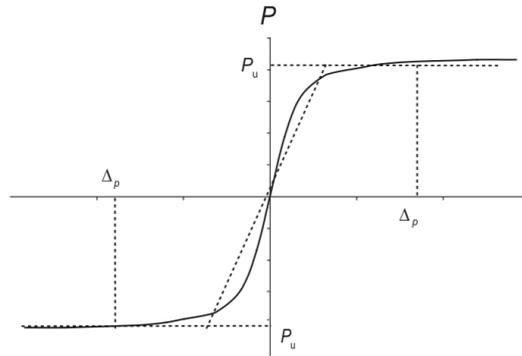


Figura 2.21: Legge costitutiva molla laterale

Molle Verticali

Si oppongono allo spostamento verticale, impedendo il sollevamento e approfondimento; la legge costitutiva viene rappresentata in Figura 2.22 .

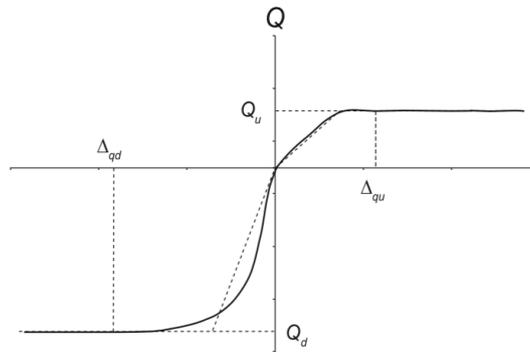


Figura 2.22: Legge costitutiva molla verticale

La formulazione empirica, è stata ricavata tramite delle prove di laboratorio su campioni a scala ridotta e modelli teorici; per questa ragione l'applicabilità è limitata a interri poco profondi, come espresso dal rapporto H/D . Nei casi in cui il rapporto è maggiore del limite previsto, si richiede un modello geotecnico specifico sull'entità della forza del suolo e lo spostamento relativo necessario per sviluppare questa forza.

$$Q_u = N_{cv}cD + N_{qv}\gamma HD \quad (2.12)$$

$$N_{cv} = 2\left(\frac{H}{D}\right) \leq 10 \quad \text{applicabile per } \frac{H}{D} \leq 10 \quad (2.13)$$

$$N_{qv} = \frac{\varphi H}{44D} \quad (2.14)$$

Il valore dello spostamento a Q_u vale:

$$\Delta_{qu} = 0.01H \div 0.02H \text{ per sabbie dense e sabbie sciolte } < 0.1D$$

$$\Delta_{qu} = 0.1H \div 0.2H \text{ per argille morbide e argille tenere } < 0.2D$$

Si analizza ora la molla che imedisce l'affondamento della condotta.

$$Q_d = N_c c D + N_q \gamma H D + N_\gamma \gamma \frac{D^2}{2} \quad (2.15)$$

$$N_c = \cot(\varphi + 0.001) \left[e^{\pi \tan(\varphi + 0.001)} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi + 0.001}{2} \right) - 1 \right]$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = e^{(0.18\varphi - 0.25)}$$

$$\Delta_{qd} = 0.1D \text{ per terreni granulari}$$

$$\Delta_{qd} = 0.2D \text{ per terreni coesivi}$$

2.6.2 Metodo di Newmark-Hall

Tale metodo analitico, proposto nel 1975, è senza dubbio il più conosciuto per la modellazione analitica della condotte interrate, sottoposte all'azione di una faglia. Vengono eseguite alcune semplificazioni, quali il trascurare gli effetti del momento flettente e la resistenza laterale del terreno.

Oltre che per la modellazione delle condotte soggette a movimento di faglia, e molto affidabile condotte che vengono sollecitate a trazione, caso riconducibile all'azione di scivolemento che si verifica in un evento planare. Riportiamo di seguito l'equazione:

$$\varepsilon = 2 \left[\frac{\delta_{fax-design}}{2L_a} + \frac{1}{2} \left(\frac{\delta_{ftr-design}}{2L_a} \right)^2 \right] \quad (2.16)$$

Nel caso in esame, delle due componenti δ , ne sarà presente solamente una, $\delta_{fax-design}$, spostamento assiale subito dalla condotta, generato dal moto della condotta. La lunghezza non ancorata L rappresenta il valore necessario al fine della trasmissione delle tensioni; secondo O' Rourke (1999) viene valutata come la minore tra le seguenti grandezze:

- In assenza di connessioni a T, flessioni o altri tipi di vincolo, la lunghezza di tubo non ancorata può essere calcolata come:

$$L_a = \frac{E_i \varepsilon_y \pi D t}{T_u} \quad (2.17)$$

- Qualunque tipologia di ancoraggio fornito dalla forma del tubo, come ad esempio, gomiti, curve, ecc. si considera come il punto di ancoraggio effettivo; la determinazione della lunghezza dal punto in cui si verifica lo spostamento al punto di ancoraggio, descritto precedentemente, rappresenta la nuova lunghezza effettiva non ancorata.

Tale metodo, con il passare del tempo è stato ripreso e rivisitato, come ad esempio da Kennedy (1977), Wang e Yeh (1985) e Karamitros (2001); tali studi hanno però riguardato e approfondito l'effetto generato dalle diverse tipologie di faglie sulle condotte.

Capitolo 3

Fenomeni Franosi

L'instabilità di un pendio si verifica quando una massa di roccia, detrito o terreno è soggetto o potenzialmente soggetto a movimento, indotto dalla gravità, dalle acque (superficiali e sotterranee) e terremoti. Vi è una grande varietà di possibili tipologie di eventi franosi, che cercheremo di descrivere in seguito.

3.1 Tipologia Pendii

I pendii possono essere classificati secondo due categorie principali:

- Artificiali;
- Naturali.

Nei successivi paragrafi verranno descritti più nel dettaglio.

3.1.1 Pendii Artificiali

Tipologia di pendio realizzata dall'uomo, del quale viene scelta la composizione del materiale o materiali costituenti, e caratteristiche geometriche (altezza ed inclinazione) a seconda delle esigenze richieste dal problema. Vengono elencati in seguito alcuni casi di pendii artificiali:

- Rilevati stradali;
- Dighe in terra;
- Argini;
- Terre armate.

3.1.2 Pendii Naturali

Sono caratterizzati da una morfologia tutt'altro che regolare, la quale comporta una grande variabilità spaziale delle proprietà fisico-meccaniche, ma non altrettanto si può dire a proposito delle condizioni di carico. Le pendenze con cui si ha a che fare sono le più disparate, partendo da casi con versanti pseudoverticali ad altri con inclinazione pressoché nulla.

La variabilità spaziale (citata poc'anzi), è un fattore estremamente importante in quanto che rende difficile la conoscenza delle proprietà intrinseche del materiale o materiali, a seconda che la composizione sia omogenea o eterogenea. Se fosse come nell'ultimo caso, l'approccio al problema sarà caratterizzato da una maggiore complessità, e dunque obbliga a scartare modelli che propongono un approccio di tipo semplificato.

Anche se non è possibile conoscere in modo completo le caratteristiche fisico-meccaniche di un pendio, possiamo ovviare in modo parziale a questo problema, andando ad eseguire campagne di indagini mirate, in modo tale da poter ottenere un livello di conoscenza tale che ci possa permettere di fare simulazioni e verifiche che si discostino il meno possibile dalla realtà.

3.2 Stato di Attività

A seconda dello stato dell'attività vengono classificate nel seguente modo:

- Frana attiva: attualmente in movimento;
- Frana sospesa: evento attivo nell'ultimo ciclo stagionale ma attualmente inattiva;
- Frana riattivata: nuovamente in movimento dopo un periodo di inattività;
- Frana inattiva: non si sono verificati movimenti nell'ultimo ciclo stagionale, e si possono identificare le seguenti ulteriori situazioni:
 - Quiescente: momentaneamente inattiva ma le cause dell'innesco persistono;
 - Naturalmente stabilizzata: stabilizzazione avvenuta per la mancanza delle condizioni che ne hanno stabilito l'innesco;
 - Artificialmente stabilizzata: stabilizzazione avvenuta per interventi di protezione;
 - Relitta: movimento attivatosi in condizioni climatiche e geomorfologiche diverse da quelle attuali.

In Figura 3.1 vengono rappresentati alcuni esempi schematici sullo stato dell'attività.

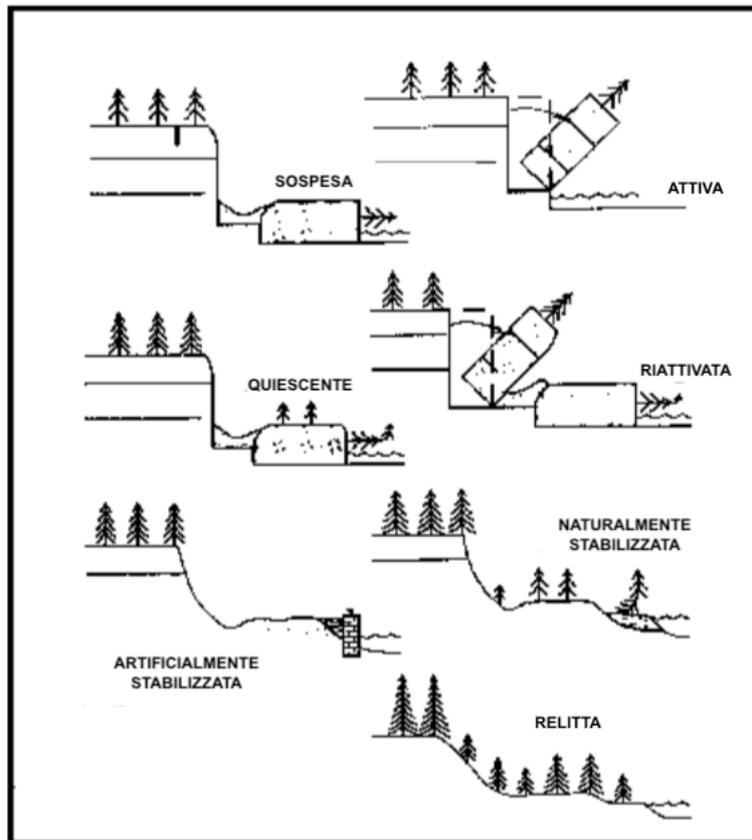


Figura 3.1: Stato di attività dei movimenti franosi

3.3 Volume Frana

E' presente una classificazione delle frane in funzione della volumetria interessata dal movimento franoso, ma solamente a livello di massa depositata; ciò è molto differente dal volume di innesco, poiché durante la propagazione si verifica un rigonfiamento a causa di un ulteriore coinvolgimento di altro materiale. Nella Tabella 3.1 vengono riportate le volumetrie e conseguenti denominazioni.

3.4 Velocità Frana

A seconda della velocità un evento franoso può ricadere all'interno di una delle classi riportate nella Tabella 3.2.

Descrizione	Volumetria [m^3]
Frana estremamente grande	$> 5 \cdot 10^6$
Frana molto grande	$(1 \div 5) \cdot 10^6$
Frana da media a grande	$(2,5 \div 10) \cdot 10^5$
Frana media	$(5 \div 25) \cdot 10^4$
Frana piccola	$(5 \div 50) \cdot 10^3$
Frana molto piccola	$(5 \div 50) \cdot 10^2$
Frana estremamente piccola	$< 5 \cdot 10^2$

Tabella 3.1: Dimensioni frane

Classe	Descrizione	Velocità [mm/s]
1	Frana estremamente lenta	$< 5 \cdot 10^{-4}$
2	Frana molto lenta	$(5 \div 50) \cdot 10^{-4}$
3	Frana lenta	$(5 \div 50) \cdot 10^{-3}$
4	Frana moderata	$(5 \div 50) \cdot 10^{-2}$
5	Frana rapida	$(5 \div 500) \cdot 10^{-1}$
6	Frana molto rapida	$(5 \div 500) \cdot 10^1$
7	Frana estremamente rapida	$> 5 \cdot 10^3$

Tabella 3.2: Classi velocità frane

3.5 Classificazione Movimenti

Al giorno d'oggi sono presenti più tipologie di classificazione di un evento franoso in base al movimento del versante; la non univocità del sistema di inquadramento dice molto sulla complessità del fenomeno, il quale può essere analizzato sotto più punti di vista. Senza dubbio il metodo più famoso di classificazione è quello di Varnes (1919-2002), geologo statunitense, proposto nel 1978.

Per ottenere una classificazione prevede di utilizzare una tabella, all'interno della quale le voci principali sono:

- Tipologia di materiale;
- Tipologia di movimento.

Una volta determinate le caratteristiche si utilizza l'apposita tabella, raffigurata nell'immagine 3.2 per ottenere la classificazione corrispondente. Nei seguenti sotto paragrafi vengono descritti nel dettaglio le voci del precedente elenco puntato.

3.5.1 Tipologia di Materiale

A seconda della tipologia di materiale interessato, si può effettuare la seguente classificazione:

- Roccia (Rock);

TIPO DI MOVIMENTO	TIPO DI MATERIALE		
	ROCCIA (ROCK)	DETRITO (DEBRIS)	TERRENO (EARTH)
CROLLI (FALLS)	Crollo in roccia (<i>Rock fall</i>)	Crollo di detrito (<i>Debris fall</i>)	Crollo di terra (<i>Earth fall</i>)
RIBALTAMENTI (TOPPLES)	Ribaltamento in roccia (<i>Rock topple</i>)	Ribaltamento di detrito (<i>Debris topple</i>)	Ribaltamento di terra (<i>Earth topple</i>)
SCORRIMENTI o SCIVOLAMENTI (SLIDE)	Scorrimento di roccia (<i>Rock slide</i>)	Scorrimento di detrito (<i>Debris slide</i>)	Scorrimento di terra (<i>Earth slide- slump</i>)
ESPANDIMENTO (SPREADING)	Espandimento in roccia (<i>Rock spread</i>)	Espandimento di detrito (<i>Debris spread</i>)	Espandimento di terra (<i>Earth spread</i>)
COLATE o FLUSSI (FLOWS)	Colata in roccia (<i>Rock flow</i>)	Colata di detrito (<i>Debris flow</i>)	Colata di terra (<i>Earth flow</i>)
COMPLESSE (COMPLEX)	Combinazione di due o più tipi principali di movimento		

Figura 3.2: Tabella classificazione movimenti franosi, Varnes 1978

- Detrito (Debris): prevalenza di materiale a grana grossa 20÷80 % ($\phi > 2$ mm);
- Terreno (Earth): prevalenza di componente a grana fine > 80 % ($\phi < 2$ mm).

3.5.2 Tipologia di Movimento

Frane da Crollo

Le pareti interessate sono verticali o psuedoverticali, dalle quali si distaccano blocchi o masse di materiali dalle dimensioni più variabili; nella maggior parte dei casi la il crollo è associato a terreni cementati e rocce.

La dinamica dell'evento è molto complessa e di difficile previsione; in seguito al distacco si ha un ribaltamento o scivolamento, a seconda dell'inclinazione del pendio, dopodiché il moto prosegue rototraslando o rimbalsando. Le velocità sono elevate, a causa delle masse in gioco, dunque si può parlare di eventi estremamente rapidi (150-200 km/h).

Ai fini della modellazione occorre conoscere la geometria del pendio (in molti casi si utilizza un approccio semplificato), proprietà dei materiali, collocazione della nicchia di distacco, in particolare dimensione dei blocchi, litologia, velocità iniziale e interazioni tra blocco e pendio durante il moto. Le parti che costituiscono questa tipologia di fenomeno franoso sono la nicchia di distacco, la scarpata principale, zona di accumulo e corpo frana. La Figura 3.3 mostra un caso di frana da crollo, verificatosi durante un periodo di secca presso le cascate del Niagara.

Frane da Ribaltamento

Il meccanismo di questo tipo di fenomeno è leggermente diverso dal precedente; avviene su pareti in roccia con pendenze importanti.



Figura 3.3: Frana da crollo presso le cascate del Niagara

Si vengono a creare delle superfici di discontinuità pressoché parallele al versante, formando delle colonne snelle ($b < h$); con il passare del tempo e degli agenti atmosferici, la forza peso diventa preponderante, causando il ribaltamento del blocco. Il cinematismo può essere di ribaltamento attorno al punto di base, oppure scorrimento lungo la base; il ribaltamento può essere singolo o multiplo a seconda del grado di fratturazione della roccia.

A evento avvenuto si individuano nicchia di distacco, scarpata principale, testata (potrebbe risultare poco chiara) e corpo frana. Un esempio lampante è mostrato in Figura 3.4, dove si possono osservare nitidamente blocchi snelli, prossimi al ribaltamento rispetto al piede.

Frane da Scivolamento

Le frane da scivolamento comprendono due sotto categorie di eventi, ovvero scivolamento rotazionale e traslativo; come si può intuire la differenza sostanziale è data dalla tipologia di cinematismo. Sia in un caso che nell'altro, una volta in movimento, il moto è contemporaneo per tutti i punti della superficie; lo scivolamento traslazione, una volta innescato pone a serio rischio tutta la parte superiore del versante, facendo dunque mancare la presenza del terreno che si è posto in movimento, esponendo a fattori che possono intaccare l'integrità questa porzione non soggetta a scivolamento. In modo del tutto contrario, per eventi rotazionali la natura del movimento fa sì che si raggiunga una condizione di maggiore stabilità per le masse ad evento avvenuto.



Figura 3.4: Esempio tipo di potenziale frana da ribaltamento



(a) Traslazionale



(b) Rotazionale

Figura 3.5: Frane da scivolamento

Frane Composite

Sono una tipologia particolare di fenomeni franosi, interessano materiali con caratteristiche geomeccaniche scadenti, generati dalla composizione di un meccanismo rotazionale e di scivolamento.

Durante la propagazione si verificano spostamenti differenziati in diverse direzioni, che causano una fratturazione e distorsione all'interno della massa; contemporaneamente si verificano scorrimenti interni inducendo abbassamenti sulla superficie esterna, andando a creare una serie di gradonature a diverse quote le une dalle altre, che prendono il nome di Graben.

Frane ad Espansione Laterale

E' una tipologia di evento particolare, in cui sono presenti almeno due strati di materiali diverse. Generalmente il fenomeno avviene quando un materiale roccioso o terreni cementati, poggiano al di sopra di materiali con caratteristiche di resistenza minori, dunque maggiormente deformabili, quali argille, terreni sciolti, ecc. Il materiale sottostante una volta deformatosi per liquefazione o deformazioni plastiche, impone spostamenti allo strato sovrastante, il quale essendo molto più rigido, per assincronizzare i movimenti si fratturerà a causa della sua fragilità. In questo caso non è presente una superficie di scorrimento, a causa dei diversi movimenti dello strato sottostante; da ricordare è la lenta natura di questa tipologia di evento.

Frane per Colata

Questa tipologia di evento è sicuramente il più imprevedibile ed uno dei più pericolosi; si verifica in concomitanza di intense piogge, coinvolgendo materiale e di natura e dimensioni estremamente eterogenee, andando dagli ammassi rocciosi e arrivando a terreni sciolti. Una volta innescatosi, è molto difficile individuare la nicchia di distacco, perché il materiale trasportato dall'acqua durante il ruscellamento incrementa sempre più; in questo modo a valle giunge una grande massa ad elevata velocità, avente una incredibile capacità distruttiva. Al termine dell'evento, a valle si viene a formare una zona di deposito, denominata conoide, a causa della sua tipica forma. A seconda del materiale coinvolto possiamo parlare di:

- Debris Flow: evento molto rapido, comprendente materiale di natura grossolana, in grado di raggiungere velocità maggiori di 5 m/s;
- Mud Flow: anch'esso di natura molto rapida, materiale coinvolto prevalentemente con carattere coesivo avente elevato indice di plasticità ¹;
- Earth Flow: tipologia di fenomeno in grado di fare danno alle strutture ma non alle persone, a causa della bassa velocità di propagazione, avente una composizione variabile che va dal materiale a grana grossa fino a grana fine, regolato dall'indice di liquidità ²;
- Debris Avalanche: fenomeno estremamente rapido che si sviluppa su versanti aperti (risulta di difficile individuazione la nicchia di distacco), dove il materiale coinvolto è saturo o parzialmente saturo;
- Rock Avalanche: al momento dell'innescò il materiale risulta intatto, in seguito nella fase di propagazione (evento rapido) avviene la fratturazione.

¹IP = $w_L - w_P \Rightarrow$ Rappresenta l'intervallo all'interno del quale il materiale ha comportamento plastico.

² IL = $\frac{w_N - w_P}{IP} \Rightarrow$ Definito in funzione dei limiti di Atterberg.

Fenomeni Complessi

Sono eventi molto particolari e rari, generati dalla combinazione di più tipologie di movimenti; l'origine appartiene ad una categoria di movimenti, mentre l'evoluzione ne segue un'altra. Vengono elencate alcune tipologie:

- Scivolamento traslativo in roccia che si trasforma in colata detritica;
- Scivolamento traslativo in roccia che si trasforma in rock avalanche;
- Scivolamento rotazionale che si trasforma in earth flow.

3.6 Metodi di Analisi della Stabilità

L'analisi della stabilità di un pendio rientra nella categoria dell'analisi spaziale, ovvero si cerca di conoscere tramite la caratterizzazione il comportamento di una porzione potenzialmente instabile; le due tipologie di approcci sono i seguenti:

- Metodi dell'equilibrio limite;
- Metodi delle tensioni.

3.6.1 Metodi dell'Equilibrio Limite

Per utilizzare questa tipologia di approccio, occorre conoscere la collocazione della superficie di scivolamento; le zone che vengono delimitate sono considerate entrambe rigide e di composizione omogenea. Facendo questa tipologia di assunzione, non ci si concentra sullo stato deformativo dei due blocchi, ma si esegue un'analisi focalizzando sulla superficie limite, considerando la resistenza dei due materiali in funzione delle caratteristiche meccaniche intrinseche. Il metodo restituisce un fattore di sicurezza basato sul confronto tra le forze agenti e resistenti. Il metodo utilizzato per conoscere la collocazione della superficie di rottura, prevede di fissare un fascio di curve a raggio costante, e per ciascuna di esse viene valutata l'analisi di stabilità come descritto prima; tra le molteplici si considera quella con il fattore di sicurezza più basso. E' applicabile alla stabilità di un singolo blocco o più, a seconda della tipologia di problema. Vedremo ora i possibili metodi applicabili.

Singolo Blocco

Le tipologie di instabilizzazione sono principalmente due, e affinché il pendio risulti stabile occorre che entrambe le verifiche risultino soddisfatte:

- Scorrimento;
- Ribaltamento.

Si mostra in Figura 3.6 il singolo blocco, individuando le componenti orizzontali e verticali della forza peso rispetto all'inclinazione del pendio ψ . Analizzando la verifica a scorrimento,

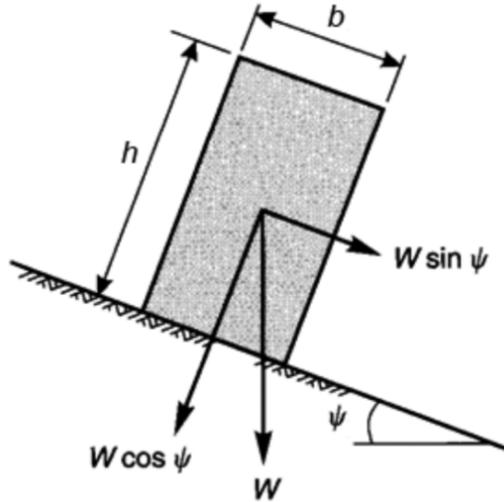


Figura 3.6: Rappresentazione singolo blocco

occorre calcolare il fattore di sicurezza nel modo seguente:

$$FS = \frac{T_R}{T_A} = \frac{N \tan \varphi}{T} \quad (3.1)$$

Le due componenti N e T vengono ricavate dall'equilibrio alla traslazione lungo il pendio del blocco:

$$N = W \cos \psi \quad (3.2)$$

$$T = W \sin \psi \quad (3.3)$$

Inserendo le componenti delle equazioni 3.2 e 3.3 all'interno della 3.1 otterremo la nuova formulazione del fattore di sicurezza:

$$FS = \frac{N \tan \varphi}{T} = \frac{W \cos \psi \tan \varphi}{W \sin \psi} = \frac{\tan \varphi}{\tan \psi} \quad (3.4)$$

La condizione di stabilità si verifica quando il Fattore di sicurezza è maggiore di 1 ovvero:

$$\tan \varphi > \tan \psi \quad (3.5)$$

Passiamo ora alla verifica al ribaltamento del singolo elemento, la quale consiste nell'individuazione del Fattore di Sicurezza dato dal rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante:

$$FS = \frac{M_S}{M_R} \quad (3.6)$$

In condizione di equilibrio limite il ribaltamento avviene attorno al piede, ed occorre ricavare la componente normale e tangenziale al pendio del peso proprio:

$$FS = \frac{W \cos \psi \frac{b}{2}}{W \sin \psi \frac{h}{2}} = \frac{1}{\tan \psi} \frac{b}{h} \quad (3.7)$$

Affinche il blocco risulti stabile al ribaltamento occorre che avere il Fattore di Sicurezza maggiore dell'unità; questa condizione implica che la seguente disequazione venga verificata:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Scorrimento} \quad \tan \varphi > \tan \psi \\ \text{Ribaltamento} \quad \tan \psi < \frac{b}{h} \end{array} \right\} \Rightarrow \tan \varphi > \frac{b}{h} \quad (3.8)$$

3.6.2 Metodi delle Tensioni

In questo caso viene valutata l'evoluzione dello stato tensionale e deformativo sulla superficie di rottura; ovviamente occorre conoscere la legge costitutiva del materiale e criteri di resistenza.

Il processo logico che viene seguito dal calcolatore, è quello di risolvere le equazioni noti, per ogni punto discretizzato del dominio; le equazioni utilizzate producono una soluzione in forma chiusa o pseudo-chiusa. In alcuni casi particolari le equazioni che governano il problema, non sono in grado di restituire una soluzione, quando le equazioni differenziali che governano il problema non sono lineari, condizioni al contorno di difficile determinazione, equazioni costitutive del materiale di natura non lineare; nei casi appena descritti per poter giungere ad una soluzione, vengono in molti casi utilizzati dei metodi semplificati.

In generale i metodi numerici che eseguono un'analisi dal punto di vista tensionale del problema, possono essere classificati in due tipologie di classi:

- Metodi Differenziali;
- Metodi Integrali.

Dal punto di vista computazionale queste tipologie di metodi sono molto più onerosi rispetto dell'equilibrio limite, poichè valutano propesivamente la plasticizzazione nei punti del dominio discretizzato, focalizzandosi maggiormente dove questo fenomeno risulta più accentuato.

Metodi Differenziali

Questa prima classe è caratterizzata dal fatto che necessita di una discretizzazione dell'intero dominio del problema la quale non è nient'altro che una approssimazione attraverso una

moltitudine di elementi discreti tramite i quali si cerca di riprodurre la continuità degli spostamenti e tensioni come nel continuo reale. i metodi sviluppati facenti parte di questo gruppo sono:

- Metodi alle Differenze Finite;
- Metodi agli Elementi Finiti.

Metodi Integrali

I metodi integrali hanno la peculiarità di andare a discretizzare solamente il contorno del dominio, risolvendo le equazioni alle derivate parziali formulate come equazioni integrali sulla frontiera. Il principale metodo è il BEM (Boundary Element Method) avente la caratteristica di utilizzare una data condizione al contorno per adattare i valori sulla frontiera nell'equazione integrale, anzichè utilizzare tutti i valori dello spazio all'interno del dominio definito da una equazione differenziale.

Molte volte è molto più efficiente rispetto ad altri metodi, perché il rapporto tra la superficie discretizzata (contorno) e volumetria è contenuto; è sconsigliato l'utilizzo per la trattazione di elementi sui quali sono presenti eterogenita di materiale.

Capitolo 4

Verifiche Normative

In questo capitolo si approfondiscono i metodi analitici che ci permettono di effettuare verifiche secondo le normative vigenti, sia lato terreno che lato gasdotto.

Per quanto riguarda lato terreno, occorre effettuare approfondire le verifiche necessarie per garantire la stabilità del pendio, senguendo due tipologie di approcci; una prima fornita dalla normativa italiana del 2018, denominata *NTC 2018*, e la seconda dalla normativa europea, entrata in vigore nel 1997, *EN 1997* meglio nota come *EC 7*.

Nel caso della tubazione viene seguita la normativa americana per quanto riguarda componente di trazione, che viene considerata molto più conservativa, ma a titolo informativo viene riportata anche quella europea.

4.1 Verifica Stabilità Terreno secondo NTC 2018

Per prima cosa la normativa italiana impone che il modello geologico di riferimento rappresenti in modo più esaustivo possibile la realtà del sito. Per rispettare questa specifica richiesta, è buona norma prima di effettuare sondaggi in situ, consultare le carte geologiche della zona in modo tale dal poter avere una prima idea dei materiali con cui si dovrà avere a che fare in fase di modellazione.

Lo step successivo, è quello di effettuare una accurata e mirata campagna di sondaggi, per poter riscontrare ciò che si era visto nella fase di studio delle carte geologiche; la scelta della tipologia di indagini è demandata al progettista. E' consigliato eseguire una rilevazione plano-altimetrica, avendo cura di scegliere una scala adeguata durante la misurazione, evitando di focalizzarsi solamente sulla zona soggetta a movimento, ma anche una ragionevole porzione di terreno a monte, a valle e laterale.

In fase di modellazione molto importante ricostruire esattamente la composizione stratigrafica del pendio. La fase di verifica del pendio dipende ovviamente dalla tipologia di evento

fransoso con cui abbiamo a che fare; se siamo di fronte ad un evento con cinematismo roto-traslazionale, occorre considerare tra molteplici superfici possibili, quella con il grado di sicurezza minore; nel caso invece di superficie nota non occorre altro che considerare quella individuata.

La valutazione del fattore di sicurezza del pendio, è legato al rapporto che vi è tra la resistenza al taglio disponibile e quella del taglio agente; occorre prestare attenzione ad utilizzare le azioni con il loro valore caratteristico, e i parametri geotecnici devono rispondere alla tipologia di evento.

$$FS = \frac{\tau_R}{\tau_A} \quad (4.1)$$

Il grado di sicurezza deve avere un valore ritenuto cautelativo ed affidabile dal progettista.

4.2 Verifica Stabilità Terreno secondo EN 1997

L'*Eurocodice 7* propone contrariamente alla normativa Italiana, di utilizzare i coefficienti di design GEO/STR, applicati appropriamente alle resistenze e forze; non si fa riferimento ad uno specifico modello di calcolo, dunque anche in questo caso affinché il pendio venga definito stabile, l'entità del FS deve essere ritenuto dal progettista sufficientemente cautelativo e a favore di sicurezza. La superficie di scivolamento in caso di forma circolare, come nel caso precedente, deve essere scelta in funzione del grado di sicurezza minore; in caso di superficie planare, l'individuazione è univoca.

Il passo successivo e la scelta del *Design Approach*, i quali coefficienti parziali cambiano a seconda della tipologia di problema che stiamo affrontando; nella Tabella 4.1 vengono elencate le possibili casistiche proposte dalla normativa.

Condizioni Drenate	Condizioni Non Drenate
DA1.C1	DA1.C1
DA1.C2	DA1.C2

Tabella 4.1: Design Approach

I coefficienti italiani vengono riportati invece nelle Tabelle 4.2, 4.3 e 4.4.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi Permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi Permanenti G_2	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni Variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 4.2: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Parametro	Grandezza cui applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell' angolo di resistenza al taglio	$\tan\varphi'_k$	γ	1,0	1,25
Coesione efficace	c_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 4.3: Coefficienti parziali per per i parametri geotecnici del terreno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R1)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1$

Tabella 4.4: Coefficienti parziali R

4.3 Verifiche della Condotta secondo EC8 e ASCE ALA FEMA

L'Eurocodice 8 impone i seguenti limiti di mostrati nelle Equazioni (4.2) e (4.3), rispettivamente come massima deformazione ammissibile a trazione e a buckling locale e globale:

$$\varepsilon_{traz} = 3\% \quad (4.2)$$

$$\varepsilon_{compr} = \min\left(1\%, \frac{20t}{R}\%\right) \quad (4.3)$$

Si ricorda che t rappresenta lo spessore della condotta.

La normativa Statunitense ASCE ALA FEMA presenta due equazioni differenti per i valori massimi di deformazione a trazione e compressione, come mostrato nelle equazioni:

$$\varepsilon_{traz} = 2\% \quad (4.4)$$

$$\varepsilon_{compr} = 0,5\frac{t}{D} - 0,0025 + 3000\left(\frac{pD}{2Et}\right)^2 \quad (4.5)$$

Capitolo 5

Modello di Calcolo

In questo capitolo si descrive la modellazione agli elementi finiti che è stata utilizzata per poter valutare le diverse casistiche prese in considerazione per la determinazione del problema di una condotta interrata soggetta a fenomeno franoso.

E' stato scelto per l'utilizzo, il software Comsol Multiphysics 5.5, il quale permette di poter risolvere una moltitudine di problemi (grazie ad un approccio multidisciplinare e multifisico come si intuisce dal nome stesso), come ad esempio di natura elettrica, meccanica, fluidodinamica, acustica e applicazioni chimiche.

5.1 Realizzazione del Modello

Non appena si ha a che fare con tale software si può immediatamente notare come sia definibile "user-friendly" ovvero chiaro e di facile ed immediato utilizzo. Il software permette di valutare sia le caratteristiche tensioni e deformazioni degli elementi modellati in campo statico e dinamico, dunque risulta ottimo per i nostri fini ed utilizzi la scelta di tale software.

Gli step fondamentali che devono essere seguiti per la corretta costruzione di un modello, sono riportati nel seguente elenco:

1. Definizione della geometria;
2. Definizione dei materiali;
3. Descrizione della fisica;
4. Discretizzazione del modello;
5. Studio.

5.1.1 Definizione della Geometria

La geometria scelta per modellare il movimento franoso, è rettangolare allungata; sono presenti 3 tipologie di geometrie differenti:

- Suolo: parallelepipedo di dimensioni $B \times H \times L$ con separazione in mezzeria in modo tale possa essere imposto lo stomanto del blocco di monte verso quello di valle;
- Materiale di riempimento: parallelepipedo $b \times h \times L$ ottenuto mediante una operazione di sottrazione all'interno del suolo all'interno del quale sarà presente la condotta;
- Tubazione: diametro d , lunghezza L , profondità a , la condotta è composta da due cilindri concentrici, cui al primo più esterno viene sottratto il secondo più interno, da ricordare è che prima della loro realizzazione occorre realizzare una sottrazione all'interno del materiale di riempimento, così facendo lo spessore è da.

Per quanto riguarda la dimensione della sezione tipo si è cercato di prendere in considerazione un modello che potesse rispecchiare nel modo più fedele possibile quella che fosse la realtà. Considerare una dimensione dell'elemento suolo troppo piccola, non garantirebbe una soluzione sufficientemente affidabile per via della stretta vicinanza dell'elemento tubazione e riempimento al bordo, con possibili e conseguente influenza nei confronti del comportamento globale. Al contrario modellare una sezione troppo grande, oltre ad essere molto oneroso dal punto di vista computazionale, risulterebbe superfluo per via dei punti eccessivi considerati. In Figura 5.1 viene mostrata la sezione tipo. Le misure scelte, vengono riportate nell'elenco

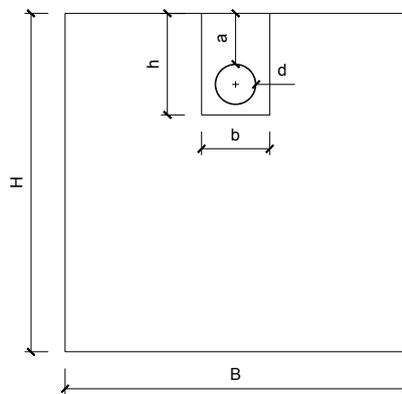


Figura 5.1: Rappresentazione sezione tipo

di seguito:

- H: altezza pari a 10 m;
- B: base pari a 10 m;

- h: altezza riempimento 3.5 m;
- b: base riempimento 3 m;
- a: approfondimento 1,5 m;
- d: diametro condotta 2 cm;

Il letto di posa su cui viene posata la fondazione è pari a 80 cm; per quanto riguarda la distanza la dai fianchi di scavo è pari a 90 cm per entrambi i lati. La lunghezza totale del modello è pari a 100 m. Al fine di modellare nel modo migliore e più realistico possibile l'evento franoso, tramite un piano virtuale, si è sezionato in mezzeria il corpo principale, generando due tronchi di egual dimensioni; il blocco di monte verrà sottoposto ad uno spostamento verso valle, come mostrato in Figura 5.2.

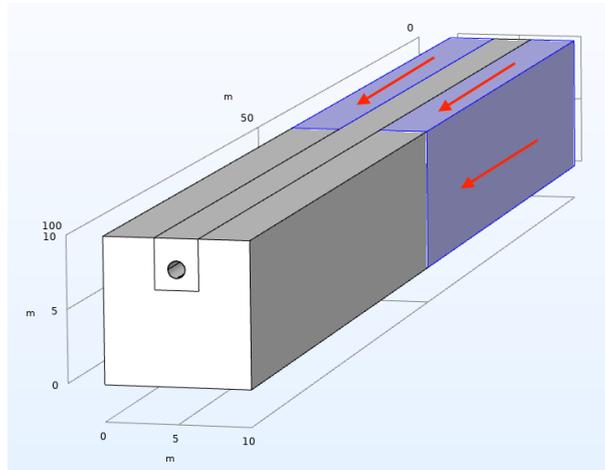


Figura 5.2: Rappresentazione dello spostamento in posto al terreno

Il sistemi di riferimento adottato nel seguente modello, vede l'asse z diretto nella medesima direzione dell'asse longitudinale della condotta, duque con verso uscente dalla sezione tipo rappresentata in Figura 5.1. Osservando la Figura 5.2 si può osservare l'orientamento dei restanti assi.

5.1.2 Definizione dei Materiali

Il software, al suo interno, possiede una libreria predefinita con diverse tipologie di materiali; in questo per quanto riguarda il suolo ed il riempimento si è dovuto procedere a crearli manualmente ed inserirli, in quanto non presenti. L'acciaio scelto per la condotta è presente all'interno di Comsol, ma è necessario modificare il comportamento rendendolo bilineare; tale legame, pur sottostimando le tensioni assiali, permette di studiare le possibili tensioni o deformazioni in campo plastico; tale comportamento non viene simulato dal legame

Ramberg-Osgood, essendo un legame lineare. Nell'elenco di seguito, vengono descritti i nel dettaglio i materiali scelti:

- Suolo: si è deciso di assegnare al terreno le caratteristiche geomeccaniche di una argilla sabbiosa;
- Riempimento: il materiale utilizzato di tipo granulare non coesivo, misto ghiaia-sabbia;
- Condotta: l'acciaio scelto è un API 5L X65.

Eseguendo un focus sui materiali utilizzati emergono le seguenti caratteristiche mostrate nelle tabelle:

Parametro	Simbolo	Valore	Unità di Misura
Densità	ρ	2000	[kg/m ³]
Coefficiente di Poisson	ν	0,30	[-]
Coesione	c	20	[kPa]
Angolo di Attrito Interno	φ	22	[°]
Modulo di Elasticità	E	100	[MPa]
Modulo Tangenziale	G	38,50	[MPa]

Tabella 5.1: Parametri geomeccanici terreno

Parametro	Simbolo	Valore	Unità di Misura
Densità	ρ	1900	[kg/m ³]
Coefficiente di Poisson	ν	0,30	[-]
Coesione	c	0	[kPa]
Angolo di Attrito Interno	φ	32	[°]
Modulo di Elasticità	E	20	[MPa]
Modulo Tangenziale	G	7,69	[MPa]

Tabella 5.2: Parametri geomeccanici riempimento

Parametro	Simbolo	Valore	Unità di Misura
Densità	ρ	7850	[kg/m ³]
Coefficiente di Poisson	ν	0,25	[-]
Modulo di Elasticità	E	200	[GPa]
Modulo Tangenziale	G	80	[GPa]
Tensione di Snervamento	σ_y	450	[MPa]
Modulo Tangente all'Incrudimento	E_t	410	[MPa]
Tensione a Rottura	σ_u	531	[MPa]
Deformazione Ultima	ε_u	0,20	[-]

Tabella 5.3: Parametri geomeccanici Acciaio

Si riporta nella nella Figura 5.3 il legame costitutivo dell'acciaio API 5L X65.

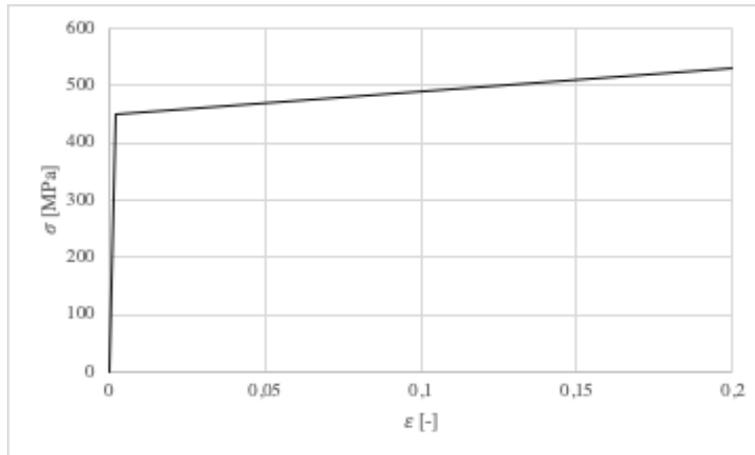


Figura 5.3: Legame costitutivo acciaio

5.1.3 Descrizione della Fisica

E' sicuramente uno dei punti più importanti per quanto riguarda la modellazione, perché è proprio qui che vengono definite le condizioni al contorno del problema, affinché il comportamento sia il più simile alla realtà.

Viene e anche definito il criterio di rottura dell'acciaio, il criterio di Von Mises; è applicabile a materiali duttili ed isotropi ed afferma che la rottura del materiale avviene quando l'energia elastica di deformazione immagazzinata raggiunge un valore critico; tale valore può essere determinato attraverso la prova di trazione ed è pari all'energia di deformazione relativa alla tensione monoassiale di snervamento.

$$\sigma = \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} \quad (5.1)$$

Il criterio di rottura, come intuibile dai parametri delle Tabelle 5.1 e 5.2 scelto per il terreno e riempimento è quello di Mohr-Coulomb; lo stato tensionale viene valutato nel seguente modo:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (5.2)$$

Passando alla descrizione delle condizioni vincolo, queste ultime devono essere tali da poter permettere uno scivolamento verso valle del blocco di monte, come ben mostrato in Figura 5.2. Alla base si è scelto applicare dei carrelli, tali da permettere uno scorrimento ma non un abbassamento. Identiche condizioni sono state assegnate ai bordi come mostrato nelle viste di Figura ??, eccetto per la sezione estrema di monte, in modo tale da permettere lo scivolamento, ovviamente solo lato terreno.

Viene applicato il carico gravitativo, tenendo presente che deve essere scomposto in due componenti, orizzontale e verticale, a seconda dell'inclinazione considerata per il pendio.

$$g_{\perp} = g \cos \psi \quad (5.3)$$

$$g_{//} = g \sin \psi \quad (5.4)$$

Si passa ora alla descrizione della fisica delle interfacce; rappresenta una fase importante, nella quale vengono definite le caratteristiche del contatto tra terreno-riempimento e riempimento-condotta. L'opzione in Comsol, è "coppia di contatto", la quale serve per definire i contorni dove le parti possono entrare in contatto ma non possono essere sottoposti a deformazione. Il passo successivo è la scelta della tipologia di modellazione del contatto; il software propone due tipologie diverse di soluzioni:

- Penalty Method: tale metodo è relativamente meno accurato, ma più robusto e richiederà una minore messa a punto del risolutore, rendendolo preferibile per problemi multifisici e modelli dipendenti dal tempo;
- Augmented Lagrangian: il metodo "lagrangiano aumentato" è più accurato, ma ha un costo computazionale più elevato e richiederà una maggiore messa a punto per convergere.

Viste le due opzioni proposte, si è scelto di optare per la prima, puntando sulla stabilità del metodo e velocità di risoluzione. Scelta la tipologia di contatto è stata frizionale, dovendo inserire il coefficiente di attrito, avente la formulazione:

$$\mu = \tan \delta \quad (5.5)$$

Le interfacce presenti nel modello sono due e definite nel modo seguente:

- Contatto 1: Interfaccia terreno-riempimento;
- Contatto 2: Interfaccia riempimento-condotta.

Per simulare nel modo migliore possibile condizione di utilizzo della condotta, viene applicata internamente una pressione; il valore scelto è di 12 *atm* che corrisponde a poco più che 12 *bar*. Secondo la legislazione Italiana descritta al Paragrafo 2.1 la condotta in questione è di 2^a Specie.

Ultimo ma non per importanza è l'applicazione dello spostamento al blocco di monte, in modo da simulare una frana da scivolamento traslazionale; Comsol, permette attraverso una sua apposita funzione, denominata "Sweep Parametrico" di valutare ad ogni passo dello sweep i parametri che più riteniamo importanti e consoni. Lo spostamento totale imposto è di 2 *m*, andando ad applicare un passo ad ogni step di 40 *cm*, partendo da 0 per arrivare a 2 *m*; come si può intuire il numero degli intervalli è pari a 6. Questa impostazione è rimasta invariata per tutte le simulazioni eseguite.

5.1.4 Discretizzazione del Modello

Rappresenta un passaggio fondamentale nella realizzazione del modello, attraverso il quale ci permette di andare a definire una serie di punti definiti discreti, rispetto ai quali verranno applicate le equazioni costitutive a seconda della tipologia di materiale e condizioni di vincolo, a seconda che il nodo in questione si trovi sul contorno esterno, piuttosto che su una interfaccia.

Il software Comsol da la possibilità di realizzare diverse tipologie di discretizzazioni; ogni singolo nodo è collegato a quelli adiacenti, andando a formare un singolo elemento discreto, caratterizzato dall'aver forma quadrata o triangolare. Vi è altresì modo di editare molti altri parametri come la dimensione degli elementi, l'infoltimento dei nodi (e quindi degli elementi) nelle zone di bordo, spigoli o interfacce. In inglese il risultato di questa complessa ma importante operazione prende il nome di "mesh".

Si è optato per la scelta di elementi di tipo quadrangolare, definita dal software "quadrangolare non strutturata"; si è cercato di mantenere un livello di infittimento (ovvero il numero di elementi nelle zone di discontinuità e curvatura) non esasperato; la dimensione massima degli elementi è stata impostata a 3.125 m , per quanto riguarda la minima, equivalente allo spessore della condotta, ovvero 2 cm . Il risultato della mesh è riportato nella Figura 5.4.

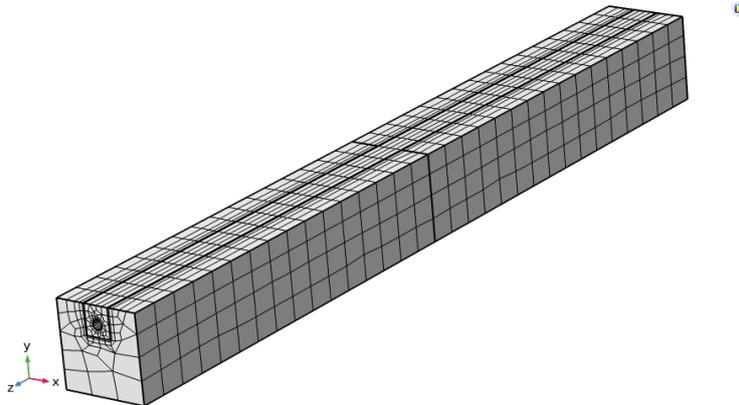


Figura 5.4: Rappresentazione discretizzazione del problema

5.1.5 Studio

Rappresenta l'ultimo step per la realizzazione del modello; il software essendo configurato per risolvere diverse tipologie di problemi, propone altrettanti metodi di soluzione, da quello stazionario (il quale è stato scelto per la soluzione dei problemi), transitorio, modale, autovalori, ecc.

5.2 Casi di Studio

Uno degli scopi fondamentali della modellazione, è quello di vedere ed osservare il comportamento del modello, in funzione delle condizioni al contorno, tipologie di materiali che sono stati assegnati, e raffrontare i risultati con quelli derivanti da un modello analitico, cercando di cogliere le diverse sfumature e differenze che due tipologie di approcci posso fornire.

E' importante e verificare non solo stato deformativo e tensionale di quest'ultima, ma anche ciò che riguarda le componenti di spostamento e attrito sulle interfacce. Sono state eseguite simulazioni variando l'angolo di inclinazione del pendio, e nel contempo cambiato il coefficiente di attrito tra suolo ed interfaccia, in modo da simulare l'applicazione di uno strato di materiale geotessile.

5.2.1 Caso 1

Per quanto riguarda il primo caso, si è scelto di modellare il pendio con una inclinazione di 30°. Come abbiamo detto precedentemente, i passi dello spostamento imposto sono stati 6. Si è supposto di non andare a collocare alcun materiale tra l'interfaccia terreno e riempimento, quindi considerare a diretto contatto i materiali. Per la valutazione del coefficiente d'attrito all'interfaccia si è utilizzata la classica formulazione ovvero:

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3}\varphi\right) \quad (5.6)$$

In questo caso essendo a contatto prevarrà l'angolo di attrito interno maggiore, dunque quello del materiale di riempimento, avendo un angolo pari a 32°. In questo caso il coefficiente di attrito, sarà identico per entrambe le interfacce, ovvero terreno-riempimento e riempimento-condotta, con un valore pari a $\mu = 0.39$.

Inserirti tutti i dati i si procede all'analisi dei risultati. Per prima cosa andiamo a mostrare l'andamento delle tensioni sulla corona della condotta (parte sommitale esterna e più vicina al piano campagna).

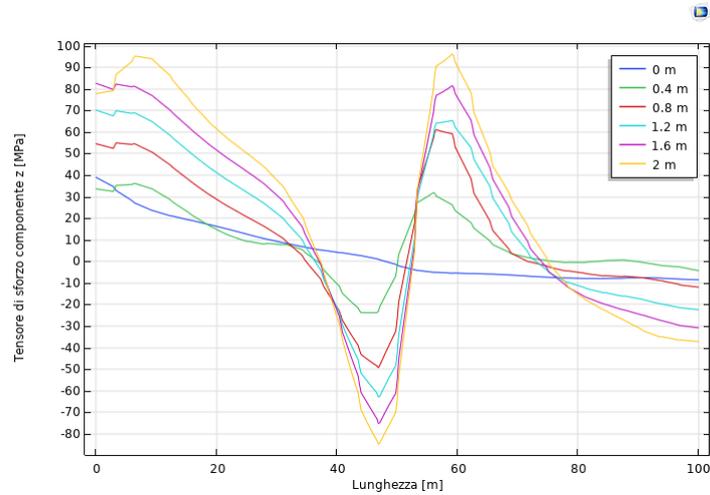


Figura 5.5: Tensore degli sforzi direzione z

Viene rappresentato l'andamento ad ogni step, come mostrato nella legenda; da ciò si può intuire che il materiale non giunge a snervamento in quanto che il valore sommitale è pari a 96 MPa in trazione e 84 MPa in compressione. Come si può intuire, la convenzione di segno utilizzata da Comsol, prevede positivi sforzi di trazione, mentre negativi in compressione. La Figura 5.6 rappresenta una vista del tensore degli sforzi in direzione z, mostrando i punti di massimo e minimo. Come si può osservare il software assume come positive tensioni di trazione e negative di compressione; i valori massimi e minimi sono pari a 149.3 e 119.6 MPa . Rimandando all'interno dell'analisi tensionale, si riporta in Figura 5.7 l'andamento del campo tensionale sul contorno della tubazione, secondo il criterio di Von Mises. Il massimo valore raggiunto è pari a 195.7 MPa , valore lontano dal limite di snervamento dell'acciaio impiegato.

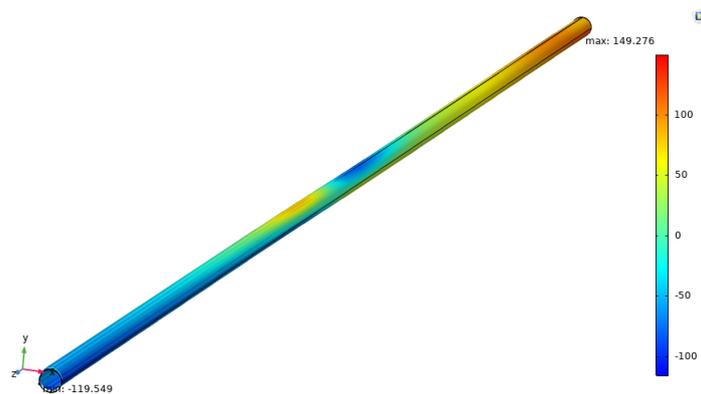


Figura 5.6: Vista delle tensioni nella direzione z

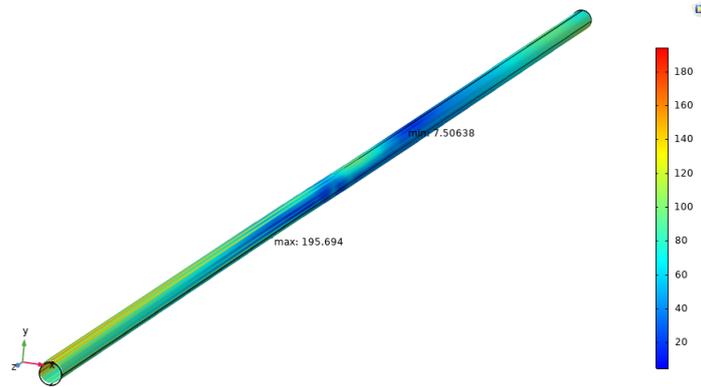


Figura 5.7: Andamento tensioni di Von Mises

L'andamento della deformazione sempre sul tratto sommitale della condotta è mostrato in Figura 5.8; si osserva che il valore massimo di deformazione a trazione è poco inferiore allo 0.05 %, mentre a compressione pari allo 0.045 %.

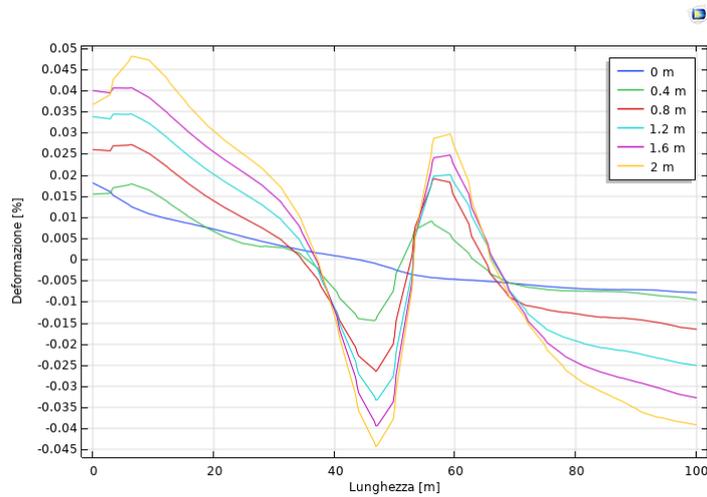


Figura 5.8: Deformazione z lungo la tubazione

Si descrive ora al campo di spostamenti della condotta; in seguito allo movimento del blocco di monte, si ha uno schiacciamento del blocco di valle, con un corrispondente innalzamento. Inizialmente, al momento zero, ovvero all'applicazione del carico gravitativo e pressione interna sulla condotta, si nota un generale assestamento, quantificabile in 1 cm. Negli step successivi, la condotta subisce un sollevamento, raggiungendo il valore massimo di 12 cm; tale valore tende a rimanere costante, partendo da 75 m per arrivare a 100 m. Nella contempo si osserva per quasi tutta l'interezza della zona di monte, un abbassamento della condotta che termina alla progressiva di 40 m, dove inizia il sollevamento.

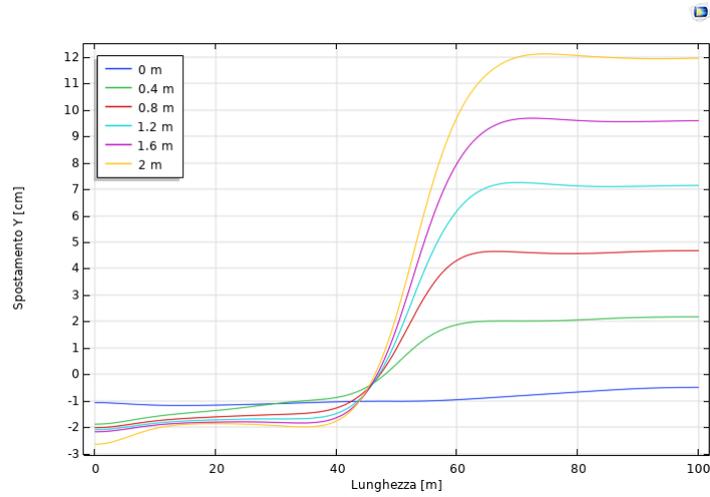


Figura 5.9: Andamento dello spostamento lungo la direzione y

Si mostra in Figura 5.10 l'andamento dello spostamento lungo la coordinata z della condotta; si osserva come i due punti estremi siano vincolati per la presenza dei carrelli, i quali permettono lo scorrimento nella direzione y ma non lungo z . Allo step zero, si mostra come vi sia uno spostamento, che raggiunge il valore massimo in mezzeria (0.35 cm), per poi ritornare nullo a valle. Le restanti curve, possono essere considerate simili, mostrando un andamento crescente e decrescente, per poi ripetere tale andamento. I valori raggiunti non sono elevati, considerando che con l'ultimo spostamento si raggiunge un picco di 1.4 cm , per decrescere a 1 cm e risalire a 1.3 cm ; valori molto piccoli se confrontati con le dimensioni della condotta.

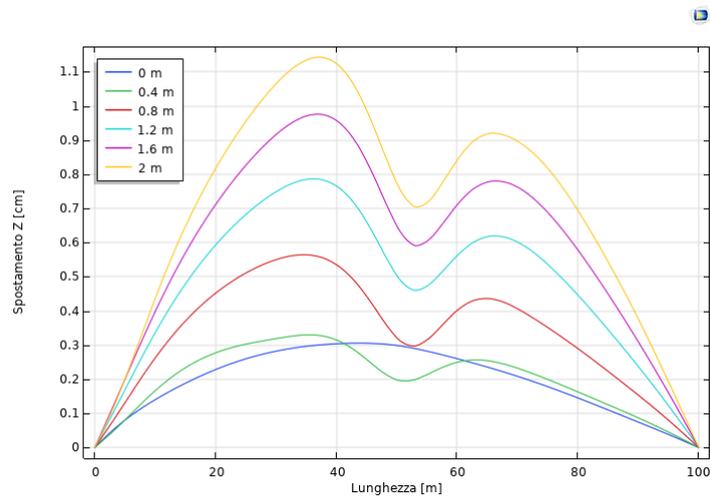


Figura 5.10: Andamento dello spostamento lungo la direzione z

Passando al campo di spostamenti in direzione y del suolo, si può osservare come si verifichi un sollevamento, raggiungendo un massimo di 16 cm . Interessante è il comportamento del riempimento, il quale tende anch'esso a sollevarsi, raggiungendo lo stesso valore massimo, ma in modo molto più gradualmente rispetto al terreno circostante. Gli spostamenti in direzione z sono rappresentati in Figura 5.12; il blocco di monte si muove uniformemente di 2 m , mentre il riempimento a 60 m raggiunge un picco di 1.3 m .

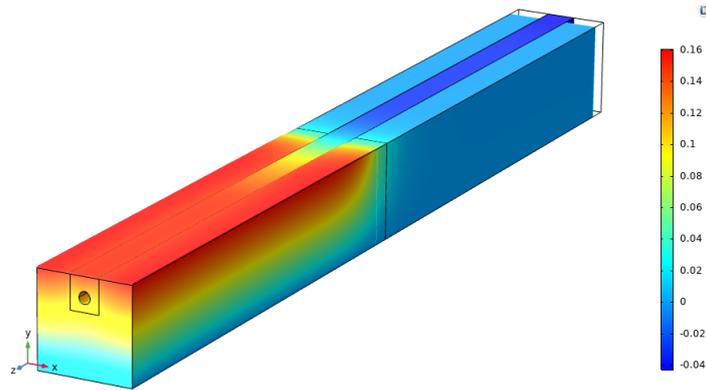


Figura 5.11: Spostamento direzione y terreno e riempimento

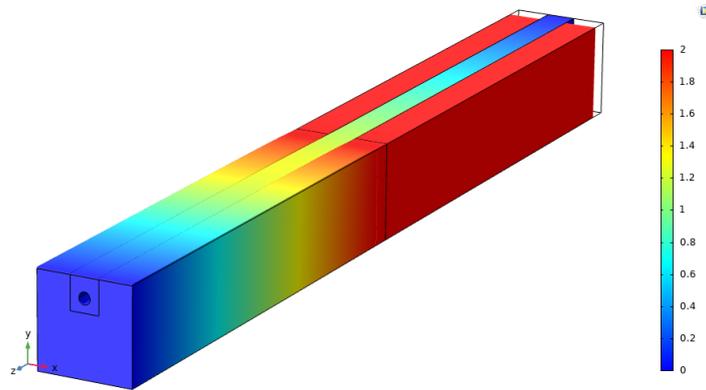


Figura 5.12: Spostamento direzione z terreno e riempimento

Muovendosi, il blocco di monte genera conseguentemente delle forze di attrito nei confronti delle interfacce con il riempimento. Conseguentemente, quest'ultimo genera altrettante forze tra di esso e la condotta. Nelle Figure 5.13 e 5.14, si mostra l'attrito che vi è tra la prima coppia di contatto (terreno-riempimento); tale valore è pari a zero per i primi 50 m , ciò può essere dovuto al fatto che imponendo uno spostamento dell'intera porzione di suolo, il software non consideri eventuali forze di attrito. Si osserva invece come nel secondo blocco, raggiungano un massimo di 105 kPa per la componente z , e 20 kPa per la componente y ;

il massimo viene raggiunto alla progressiva 71 m. Si osserva che per la componente z, dopo il raggiungimento del massimo, si registrino valori negativi (in verso opposto); la tendenza dell'inversione del segno, ci indica come vi sia una influenza delle condizioni al contorno. L'impedimento generato dall'impossibilità di scorrere ulteriormente, può rappresentare una condizione fisica reale, come ad esempio un eventuale cambio di pendenza del terreno.

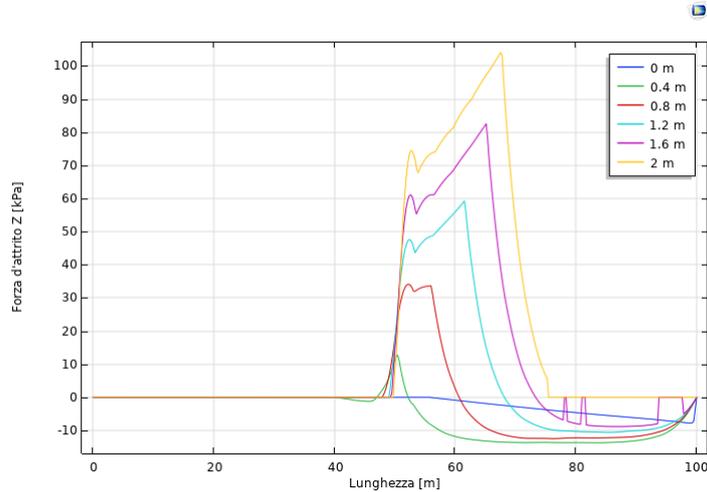


Figura 5.13: Andamento componente forza di attrito z lungo l'interfaccia terreno-riempimento

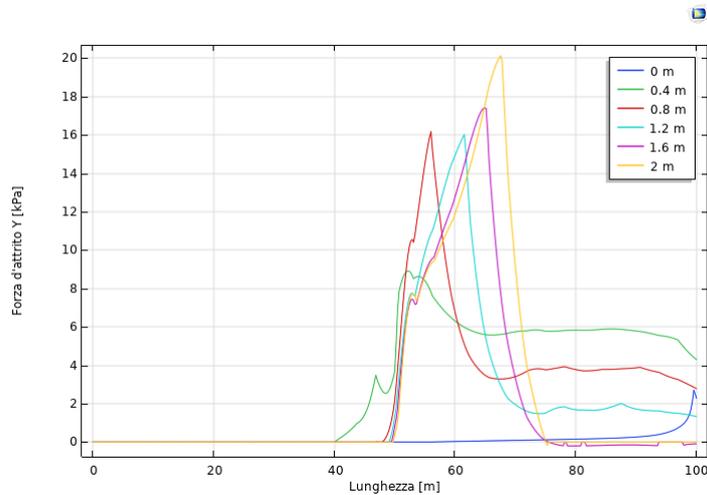


Figura 5.14: Andamento componente forza di attrito y lungo l'interfaccia terreno-riempimento

E' interessante osservare come i valori delle forze di attrito che si generano tra riempimento e condotta siano di due ordini di grandezza maggiore, rispetto ai valori visti in precedenza

(massimo di 4.6 MPa). Questo può essere spiegato dal fatto che, la maggiore rigidità della condotta, ne influenzino maggiormente i valori. Viene riportato in Figura 5.15, l'andamento della forza in direzione z; si osservi come tali valori siano nettamente meno regolari rispetto ai precedenti. Da riportare è la continua presenza lungo tutto lo sviluppo della condotta di tale forza; ciò è dovuto dall'influenza indiretta, che il blocco traslando genera sui restanti corpi.

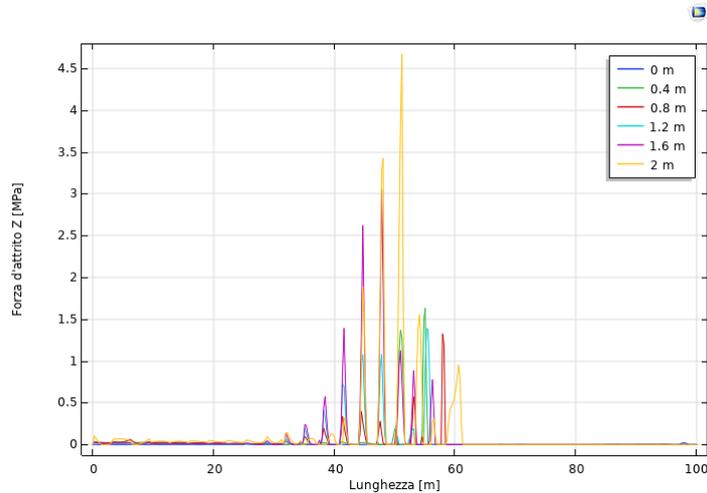


Figura 5.15: Andamento componente forza di attrito z lungo l'interfaccia riempimento-condotta

5.2.2 Caso 2

Il secondo caso analizzato, si differenzia dal primo per via della variazione dell'inclinazione del pendio; l'incremento rispetto al caso precedente lo ha portato ad un valore di 40° . Le principali caratteristiche sono rimaste invariate, come ad esempio il coefficiente di attrito pari a $\mu = 0.39$ (vedi Equazione 5.6). All'interno delle Equazioni 5.3 e 5.4, come detto è variato solamente l'angolo di inclinazione del pendio ψ , incrementando la componente forza parallela al pendio.

Si procede con l'analisi dei valori ottenuti dalle simulazioni, iniziando dalle tensioni nella direzione z, lungo la parte sommitale della condotta, si osserva come il valore massimo raggiunto a trazione, sia pari a 102 MPa alla progressiva 59 m, mentre il valore di trazione massimo è di 85 MPa a 47.5 m. Il punto di flesso, coincide anche con l'annullamento della sollecitazione, situato a 56 m. Tali valori sono riferiti ovviamente all'ultimo step di spostamento imposto, ovvero 2 m.

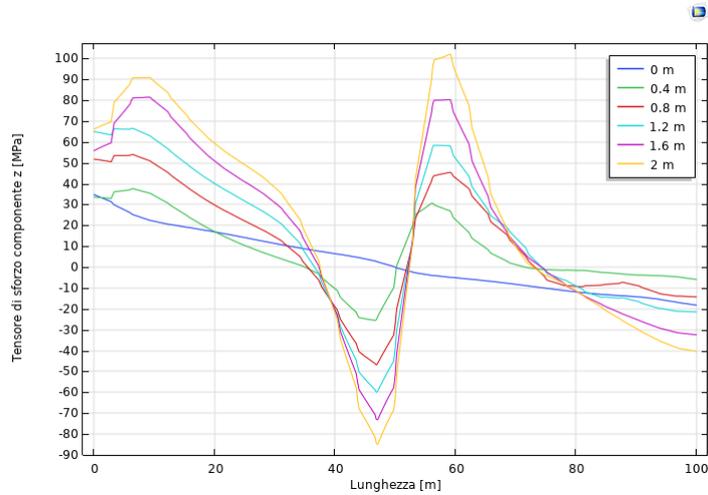


Figura 5.16: Tensore degli sforzi direzione z

I valori massimi e minimi lungo la condotta com'è possibile notare dalla Figura 5.17, sono pari a 148.9 MPa in trazione nel punto sommitale a monte e 119.8 MPa a valle in compressione. Interessante notare come tali valori, non vengano raggiunti nella zona centrale (dove si verificano compressioni e trazioni dovute all'effetto dello spostamento del blocco di monte), ma bensì sugli estremi

Si allega la vista della distribuzione delle tensioni secondo il criterio di Von Mises in Figura 5.18; il valore massimo lo si raggiunge a 100 m , minore comunque della tensione di snervamento dell'acciaio. La formulazione utilizzata dal software, per il calcolo dei valori e quella riportata nell'Equazione 5.1.

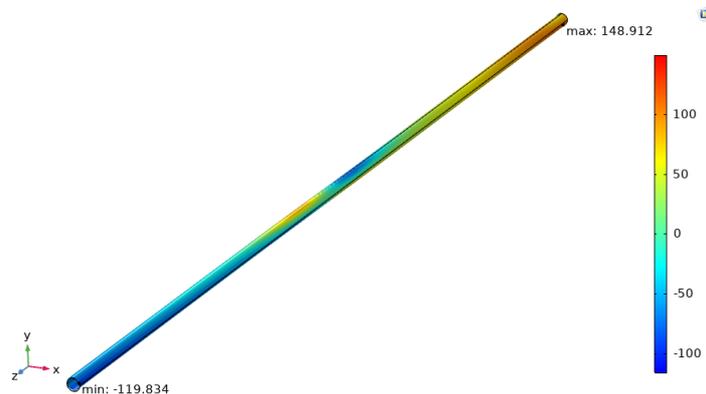


Figura 5.17: Vista delle tensioni nella direzione z

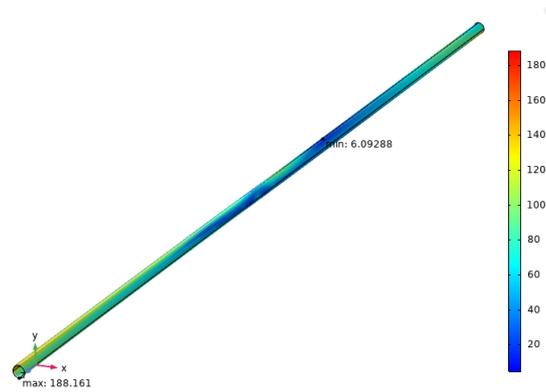
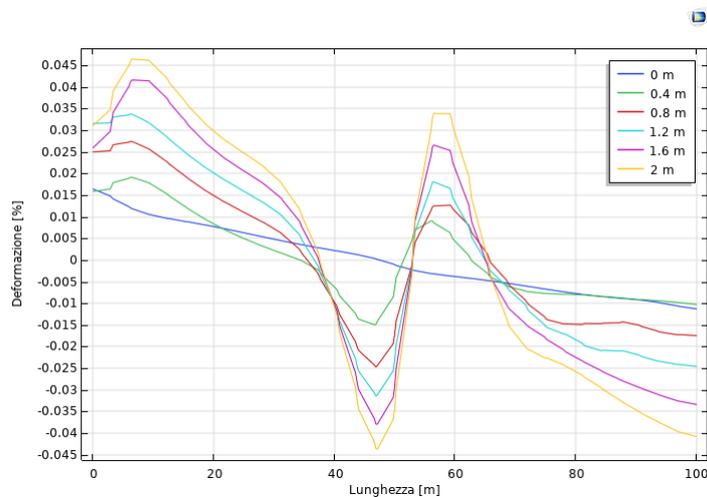


Figura 5.18: Vista delle tensioni di Von Mises

L'andamento delle deformazioni lungo la condotta, nella direzione z , ricalca quello delle tensioni, mostrando un massimo in prossimità della zona di monte (7 m), un valore poco superiore allo 0.045 %, mentre il valore minimo di poco inferiore allo 0.045 % in corrispondenza dei 47 m.

Figura 5.19: Deformazione z lungo la tubazione

Passando al campo degli spostamenti, notiamo che sono molto simili, sia in termini di valori che di andamento, a quelli mostrati nel precedente paragrafo (5.2.1). In questo caso il valore dello spostamento massimo lungo la direzione y è pari a 12 cm, con uno spostamento imposto del blocco di monte di 2 m; l'andamento lungo z , è differente mostrando un allungamento pressoché lungo tutta la condotta, ad eccezion fatta per i due punti estremi, essendo vincolati e non potendo subire allungamenti in tale direzione. Il valore più alto è di 1.1 cm, a 38 m.

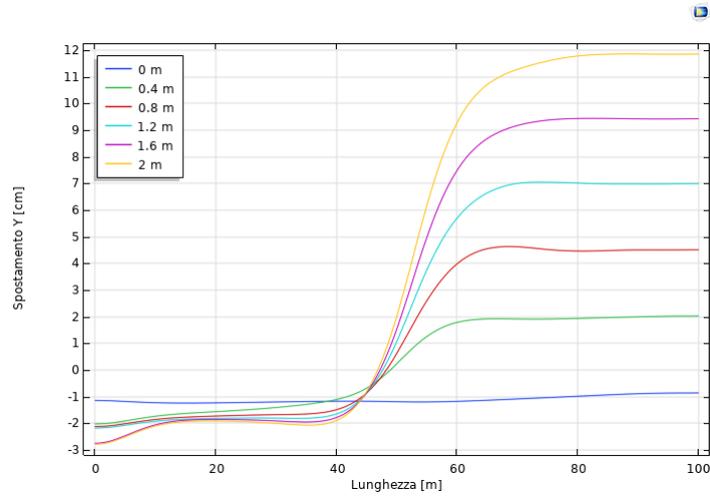


Figura 5.20: Andamento dello spostamento lungo la direzione y

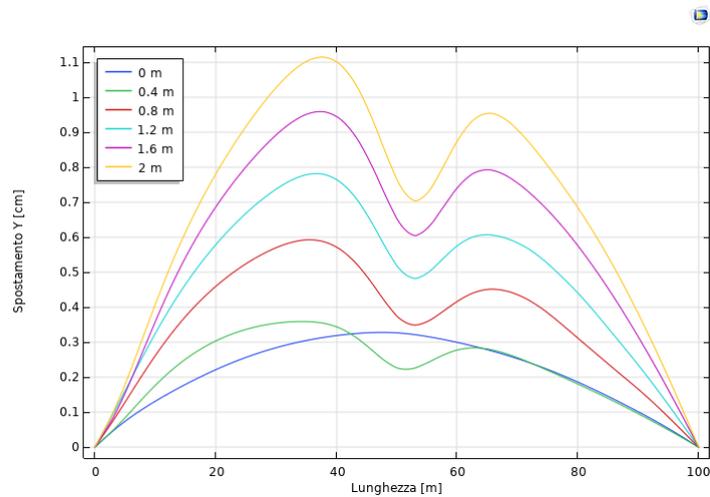


Figura 5.21: Andamento dello spostamento lungo la direzione z

Analizzando gli spostamenti del terreno e riempimento, in direzione y e z, osserviamo che rispetto ad y vi sia nella zona di monte un abbassamento, meno marcato sul suolo è più importante sul riempimento. L'innalzamento pressoché uniforme del terreno lato valle, non influenza il riempimento, il quale mostra un andamento dello spostamento verticale, identico a quello subito dalla condotta e visibile in Figura 5.20.

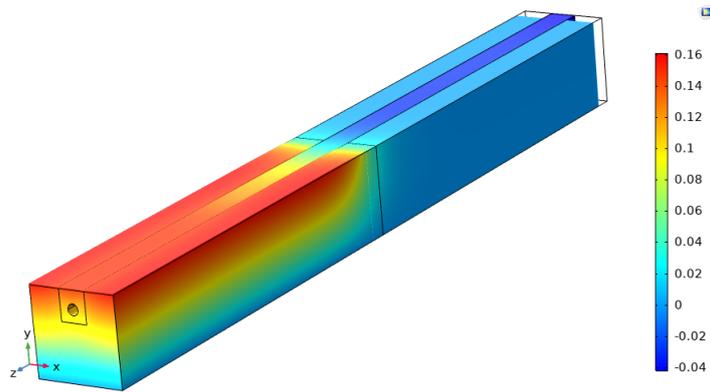


Figura 5.22: Spostamento direzione y terreno e riempimento

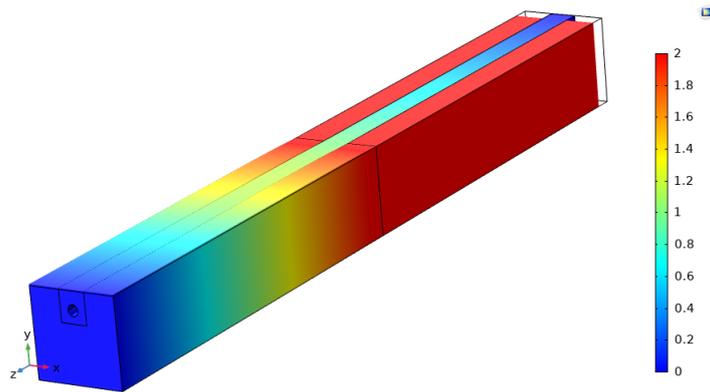


Figura 5.23: Spostamento direzione z terreno e riempimento

Definiti gli spostamenti, si passa alla definizione delle forze di attrito, cominciando dalle componenti z ed y che agiscono sul contorno tra suolo e riempimento. Il valore della forza di attrito lungo la direzione z , presenta un valore massimo di 85 kPa a 73.5 m ; il valore lungo la direzione y raggiunge il picco di 17.6 kPa nella medesima posizione di prima. Raffrontando tali valori con quelli del Caso 1, si nota una diminuzione dell'attrito in direzione y , e un aumento lungo z .

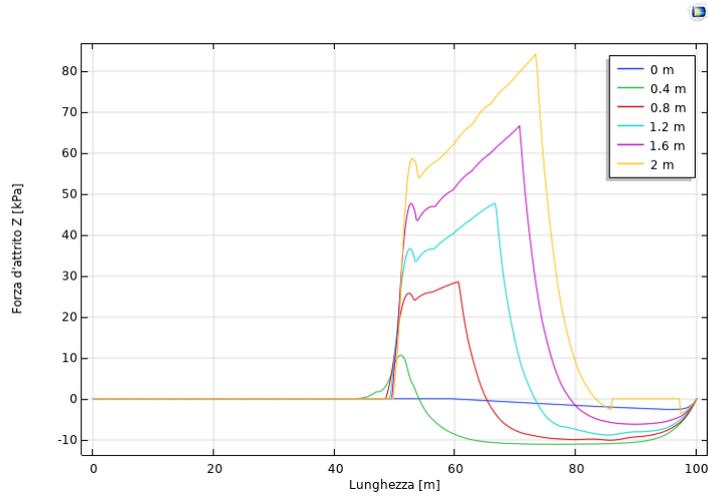


Figura 5.24: Andamento componente forza di attrito z lungo l'interfaccia terreno-riempimento

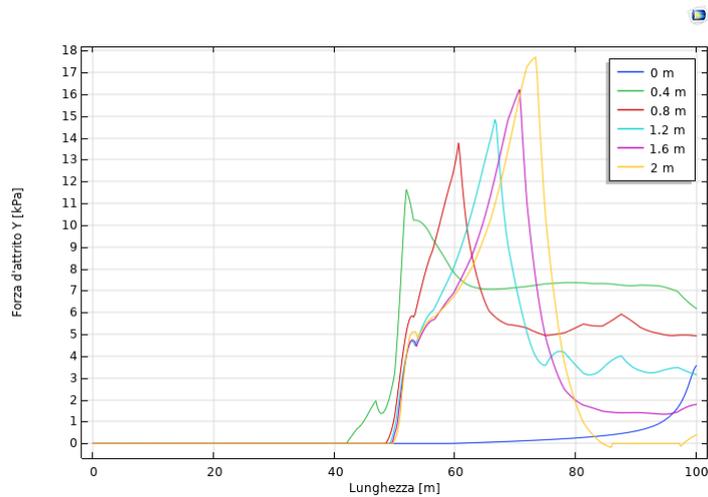


Figura 5.25: Andamento componente forza di attrito y lungo l'interfaccia terreno-riempimento

Analizzando l'attrito lungo la condotta in direzione z, si osserva un incremento dell'attrito localizzato nella fascia 35 - 65 m, raggiungendo un picco pari a 3.4 MPa, ovvero due ordini di grandezza in più rispetto ai valori di attrito tra terreno e riempimento. Raffrontando tale con il risultato del caso precedente, si può affermare che vi è un'a regressione di tale valore di attrito, sia come massimo raggiunto, sia come posizione (in questo caso il picco è raggiunto prima dei 50 m).

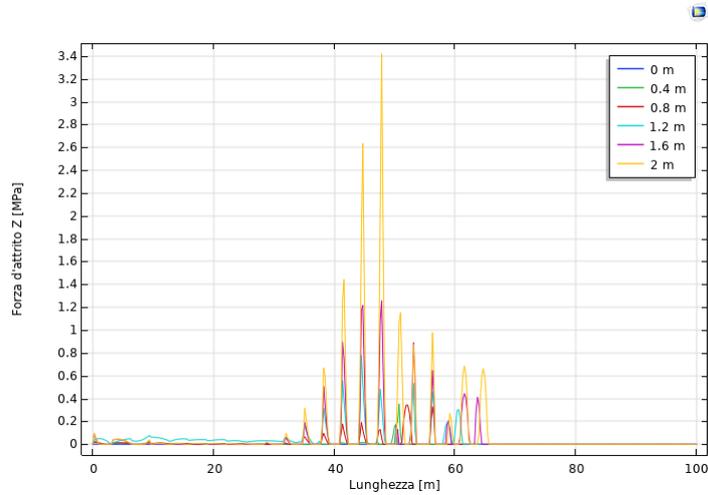


Figura 5.26: Andamento componente forza di attrito z lungo la condotta

5.2.3 Caso 3

L'inclinazione scelta per studiare il pendio, è di 50° , aumentata di 10° rispetto al caso precedente. Nel procedere all'analisi, i parametri descritti precedentemente non sono stati modificati, e si è utilizzata la medesima mesh, vista e descritta al Punto 5.1.4. Una volta "lanciato" lo studio, Comsol ha interrotto il calcolo, non riuscendo giungere a convergenza, visto l'elevato numero di punti presenti nel modello; si è optato per una nuova discretizzazione, cercando di diminuire il numero di nodi. Eseguito ciò, il software è riuscito giungere a convergenza.

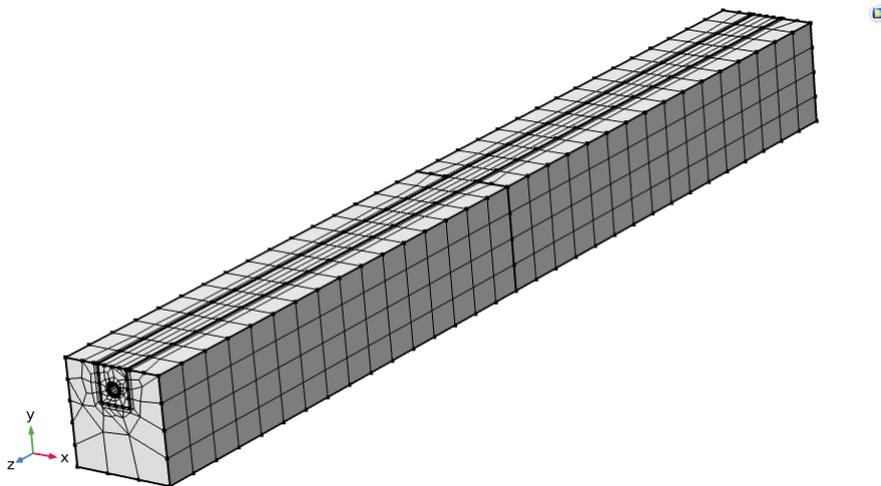


Figura 5.27: Mesh utilizzata per l'analisi del Caso 3

La Figura 5.28 mostra l'andamento delle tensioni principali z lungo la sommità della condotta; si osserva che il valore massimo raggiunto è di 98 MPa , mentre il valore minimo -82 MPa . Si ricorda che Comsol, come convenzione, assume positivi i valori di trazione e negativi di compressione. Tali valori sono stati raggiunti rispettivamente a 59 e 47 m .

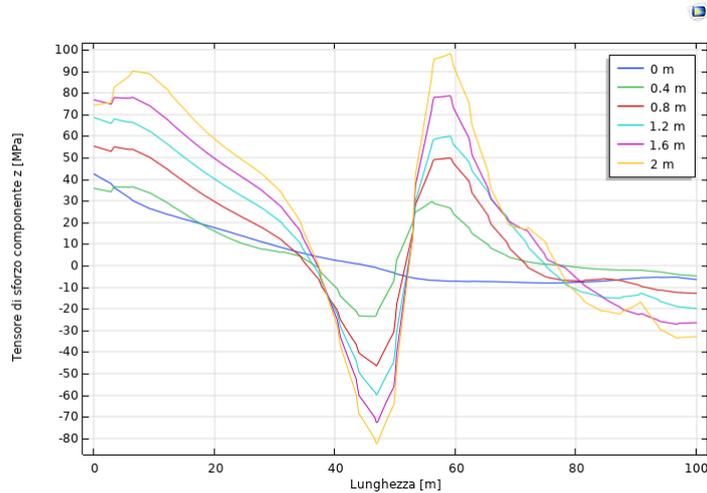


Figura 5.28: Tensore degli sforzi direzione z

Si rappresenta nell'Immagine 5.29, la distribuzione delle tensioni lungo l'intera condotta. I valori massimi e minimi assoluti sono pari a 143.2 e -116.5 MPa .

Interesante è la distribuzione delle tensioni valutate attraverso il criterio di Von Mises, mostrata in Figura 5.30; si nota come il valore massimo sia ben lontano dal valore di snervamento dell'acciaio API 5L X65.

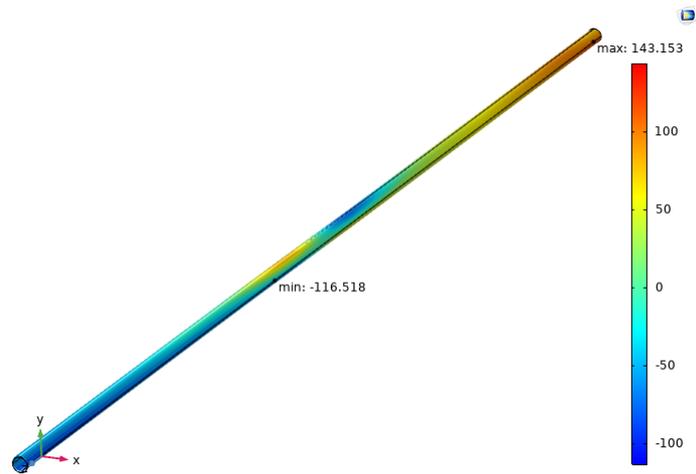


Figura 5.29: Vista delle tensioni nella direzione z

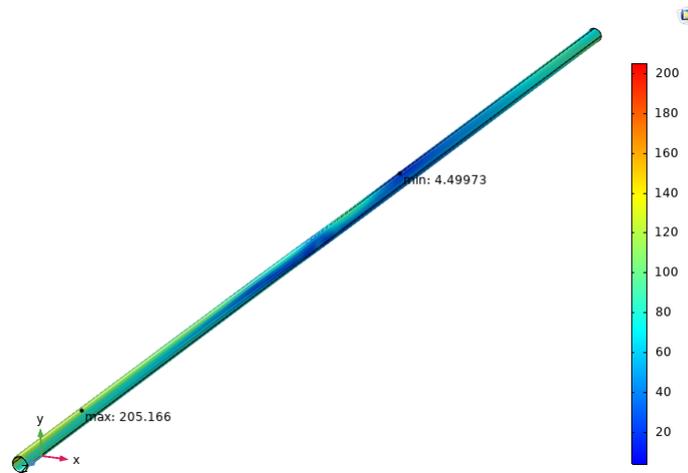


Figura 5.30: Vista delle tensioni di Von Mises

Le deformazioni, valutate sul punto sommitale della condotta, raggiungono lo 0.045 % a 6.5 m (deformazione di trazione), mentre il valore minimo pari a -0.0425 % a 47.5 m (deformazione di trazione). Il punto in cui si annullano le deformazioni per gli step che vanno da 0.4 a 2 m e compreso nell'intervallo 51 - 52.6 m.

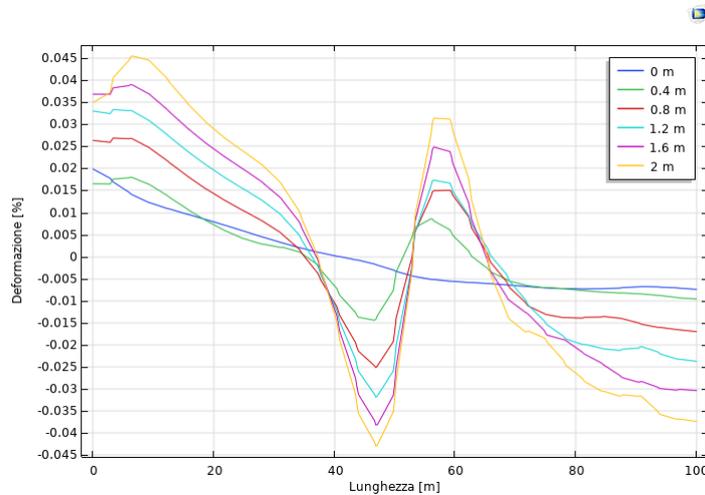


Figura 5.31: Deformazione z lungo la tubazione

Lo step successivo, è l'individuazione dei valori di spostamento, rispettivamente nelle componenti y e z della condotta. La componente di spostamento lungo l'asse x, non viene presa in considerazione, in quanto che la natura dello spostamento imposto al blocco di monte, non genera alcuna componente deviatorica. I dati dei grafici delle figure sottostanti, ci permettono di dire, che si scostano di pochissimo rispetto a quelli ottenuti con una inclinazione

di 30° e 40° .

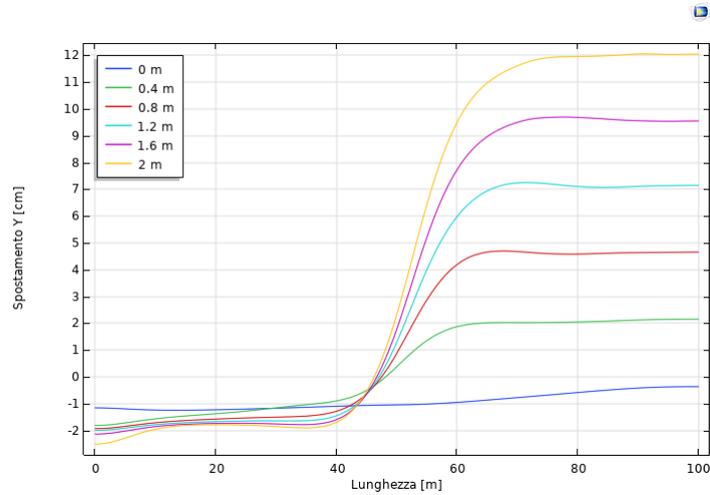


Figura 5.32: Spostamento lungo la direzione y della condotta

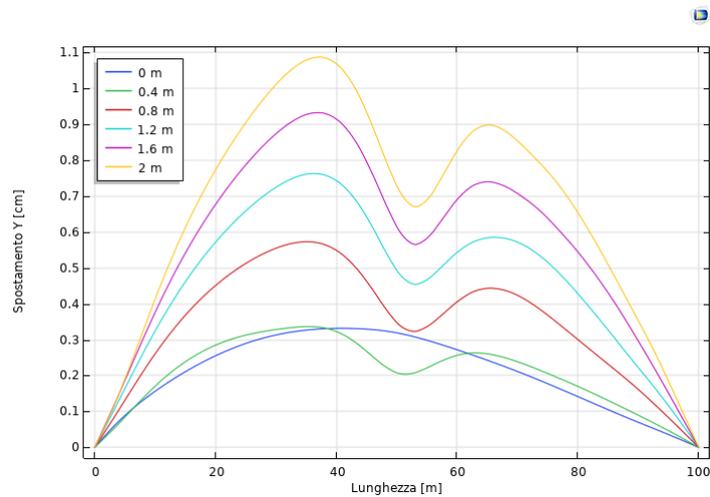


Figura 5.33: Spostamento lungo la direzione z della condotta

L'andamento degli spostamenti lungo y mostra chiaramente come la porzione di valle subisca un notevole innalzamento, dovuto all'effetto di schiacciamento che il blocco di monte genera su quello di valle. Concentrandosi sulla Figura 5.33, si possono osservare due picchi di spostamento; il valore registrato a monte risulta sempre maggiore rispetto a quello di valle (collocati rispettivamente prima e dopo la mezzeria); ad ogni step possiamo osservare che la differenza tra i due picchi tende ad aumentare. Questo ci indica come la parte della condotta che è più influenzata dallo spostamento in direzione z, è quella che precede la mezzeria; le

altre zone subiscono uno scostamento, ma sicuramente inferiore alla parte citata poc'anzi. Il massimo raggiunto lungo z , è pari a 1.1 cm .

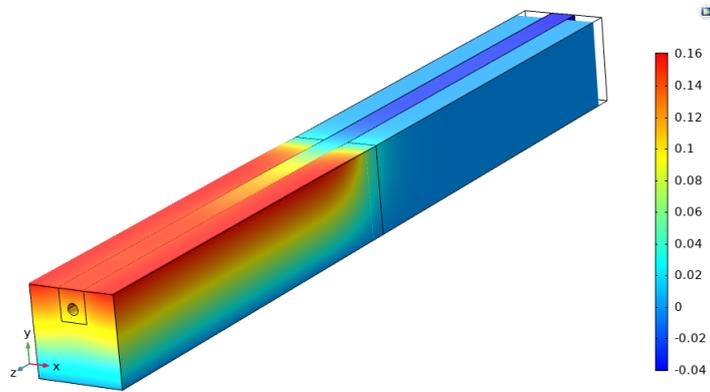


Figura 5.34: Spostamento direzione y terreno e riempimento

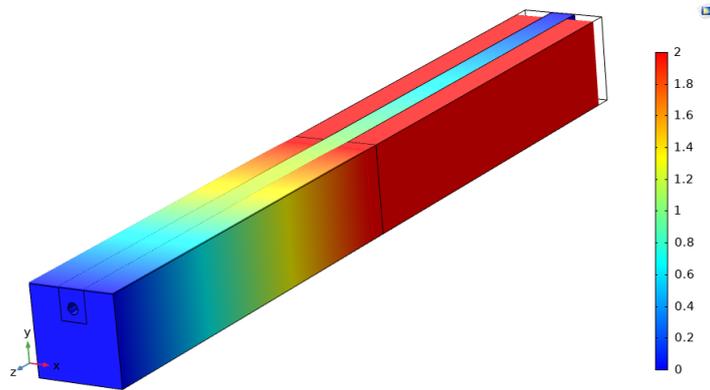


Figura 5.35: Spostamento direzione z terreno e riempimento

Mostrando in fine gli spostamenti globali in nelle direzioni y e z (Figure 5.34 e 5.35), lato terreno e riempimento, osserviamo un generale sollevamento che raggiunge un massimo di 16 cm sia per il terreno che per il riempimento. Le principali differenze sono dovute al fatto che il materiale ghiaioso, presenta un andamento molto più graduale. Lo spostamento massimo subito in direzione z dal riempimento raggiunge il massimo di 1.2 m , per poi diminuire nuovamente in prossimità del punto estremo di valle.

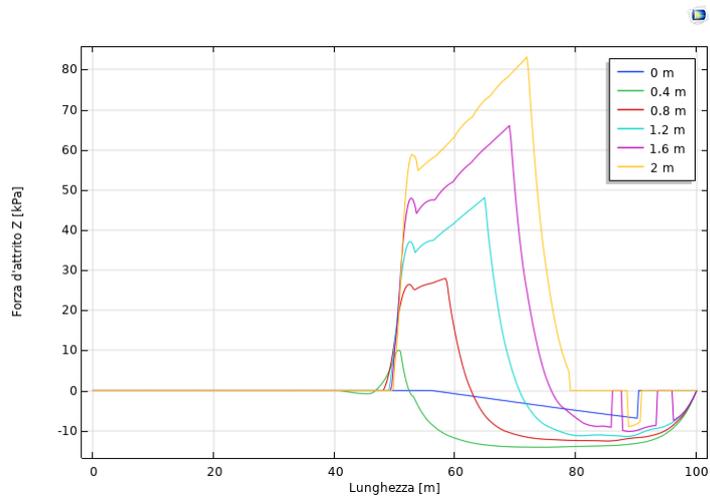


Figura 5.36: Andamento componente forza di attrito z lungo l'interfaccia terreno-riempimento

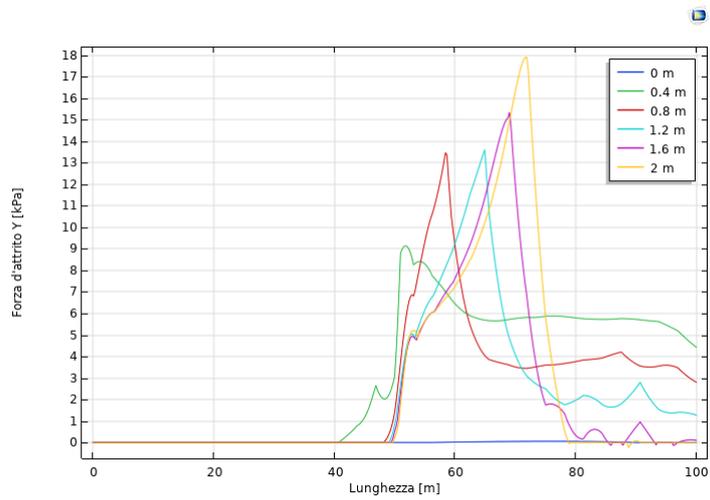


Figura 5.37: Andamento componente forza di attrito y lungo l'interfaccia terreno-riempimento

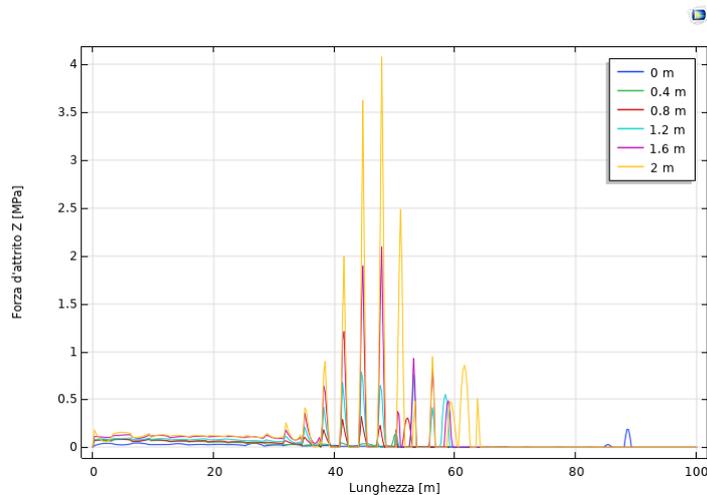


Figura 5.38: Andamento componente forza di attrito z lungo la condotta

Si passa ora alla trattazione delle forze d'attrito (Figure precedenti); la valutazione di queste ultime lungo l'interfaccia terreno- riempimento è molto importante, perché dalla lettura dei dati, possiamo intuire l'andamento dello spostamento. Nei primi 50 m osserviamo che non vi è alcuna forza; come è stato detto in precedenza, questo è legato alla tipologia di spostamento imposto al blocco di monte. Osservando i dati, la componente maggiore è lungo la direzione z, giungendo ad un massimo di 82 kPa; tale forza assume anche valori negativi, con un minimo a 14 kPa. L'attrito che si genera sull'interfaccia terreno condotta, è come nei casi precedenti di due ordini di grandezza maggiore, in questo caso il valore massimo lungo la direzione z è pari a 4.1 MPa. Si nota come i valori maggiori siano concentrati tra i 30 e 65 m, mentre sembrano nulli tra 65 e 100 m, in realtà sono valori dell'ordine di decine di kPa, ma nel grafico risultano pari a zero.

5.2.4 Caso 4

Questo caso, è differente dai precedenti per via della tipologia di approccio che si è scelto di adottare; è stata eseguita un'analisi di sensitività. Tale tipologia di approccio, prevede di mantenere invariate le caratteristiche geometriche, di vincolo, dei materiali, e fisiche del problema, facendo variare uno o più parametri, in modo da osservare le sostanziali differenze che vi possono essere. In questa tipologia di studio, la scelta è ricaduta solamente su di un parametro, ovvero il coefficiente di attrito μ , all'interfaccia tra terreno e materiale di riempimento. Conoscere la fisica esatta del problema non è possibile, quindi si è scelto di analizzare ed osservare il comportamento del problema al diminuire di tale valore, per valori di inclinazione che sono stati presi in considerazione in precedenza, ovvero 30°, 40° e 50°. Tale coefficiente μ , in precedenza era considerato pari ad 0.39; si è dunque scelto di diminuirlo a passi di 0.10, fino ad arrivare a 0.

I valori di tutti i grafici che vengono riportati di seguito, sono riferiti all'ultimo step di spostamento imposto, ovvero 2 m.

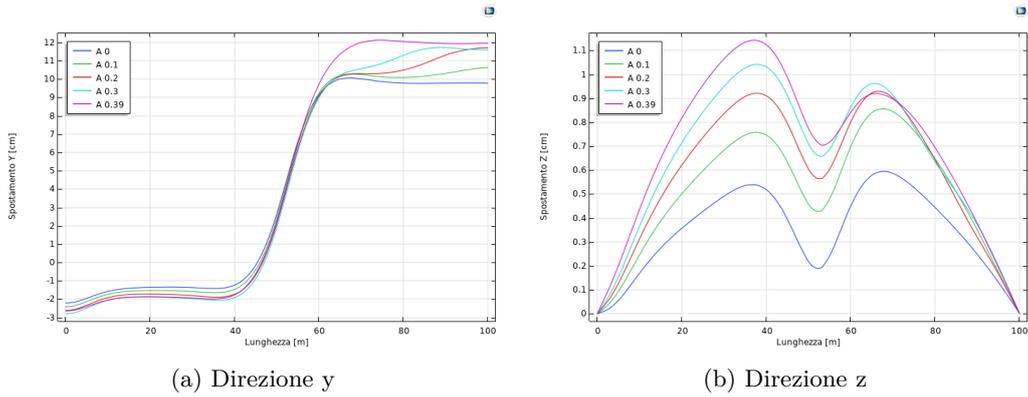


Figura 5.39: Inclinazione 30° - Spostamenti condotta

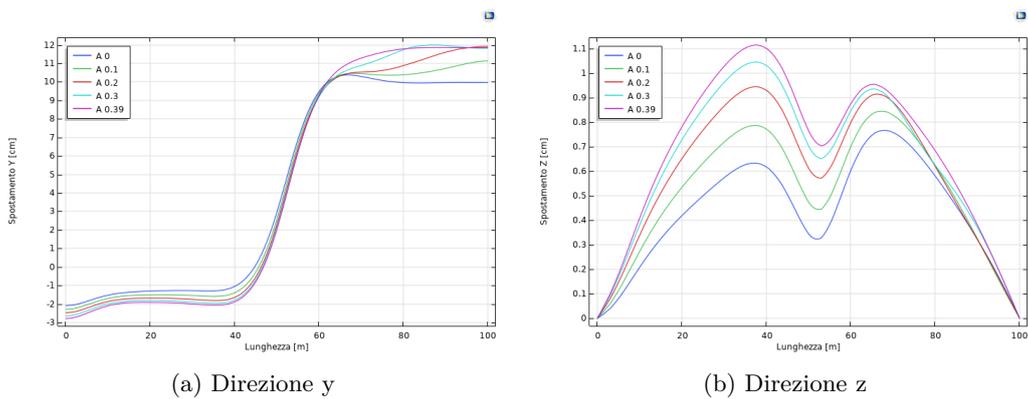
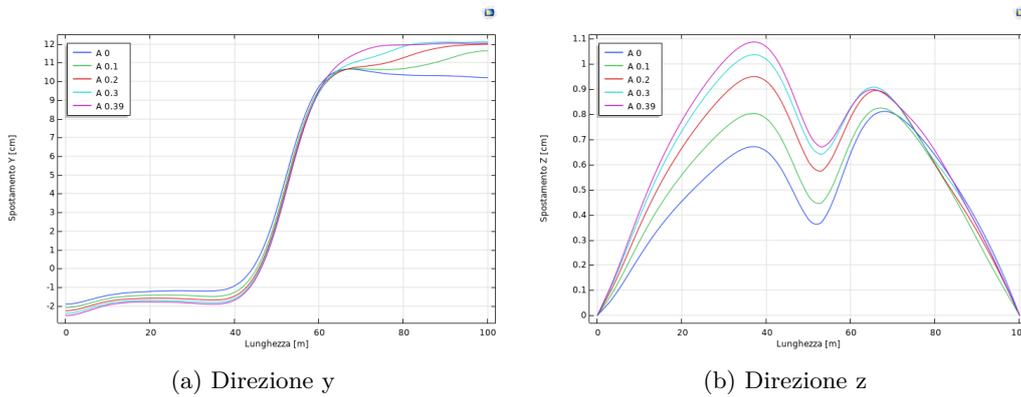


Figura 5.40: Inclinazione 40° - Spostamenti condotta



(a) Direzione y

(b) Direzione z

Figura 5.41: Inclinazione 50° - Spostamenti condotta

Come mostrato dalle Figure sovrastanti, si osserva un generale aumento degli spostamenti della condotta, al crescere della forza di attrito; l'incremento maggiore e più omogeneo si riscontra nella componente z, per tutte e tre le inclinazioni testate. Lungo la direzione y, si osserva un innalzamento della zona di valle al crescere delle forze di attrito, ma il massimo raggiunto è comune per valori di attrito pari a 0.2, 0.3 e 0.39; questo induce a pensare che all'aumentare della componente attritiva non vi sia una grande influenza all'aumento di tale valore.

Valutando i valori di tensione (nella direzione z) che si generano lungo la parte sommitale della condotta (al crescere del valore del coefficiente di attrito), gli incrementi maggiori sia in termini di trazione che compressione, sono localizzati in corrispondenza dei bordi. Per quanto riguarda le zone vicine o prossime alla mezzeria, si osserva un trend inverso al precedente, con aumento delle tensioni quando si ha una diminuzione del coefficiente di attrito.

La presenza dell'attrito sull'interfaccia terreno-riempimento, influenza, a cascata i valori di attrito che si generano tra riempimento e condotta. Prendendo in considerazione il caso con inclinazione come mostrato nelle Figure 5.45, 5.46 e 5.47, aumentando il valore del coefficiente μ , vi è un aumento del coefficiente di attrito; si osserva un trend particolare, il massimo valore di attrito raggiunto lo si ha con una inclinazione di 30°, pari a 4.65 MPa, per poi scendere a 3.4 MPa con 40° e risalire a 4.1 MPa con 50°. Altra particolarità la si nota per il pendio di 40°, dove il massimo viene raggiunto a 48 m (μ 0.39), mentre per i restanti nella zona compresa tra i 60 e 75 m.

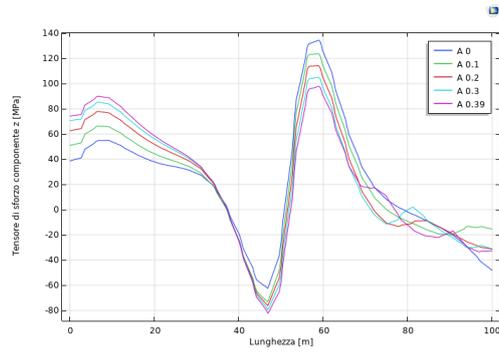


Figura 5.42: Inclinazione 30° - Tensioni direzione z lungo la condotta

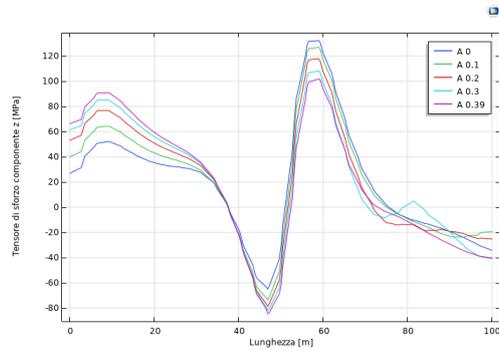


Figura 5.43: Inclinazione 40° - Tensioni direzione z lungo la condotta

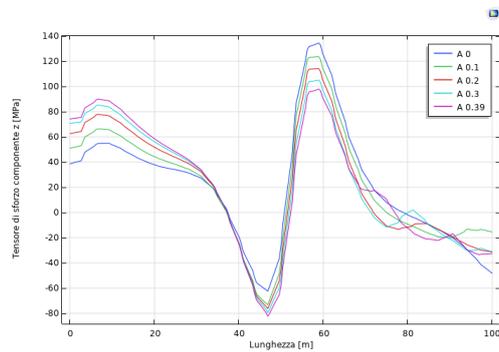


Figura 5.44: Inclinazione 50° - Tensioni direzione z lungo la condotta

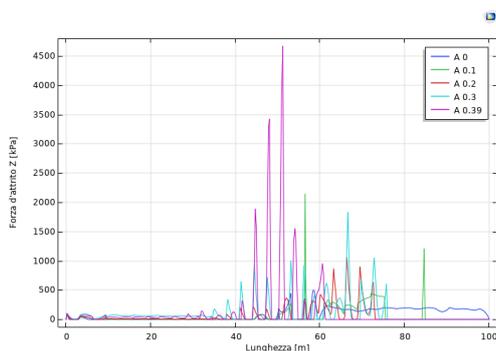


Figura 5.45: Inclinazione 30° - Forza d'attrito z lungo la condotta

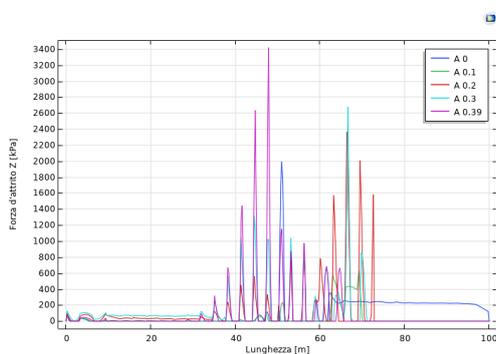


Figura 5.46: Inclinazione 40° - Forza d'attrito z lungo la condotta

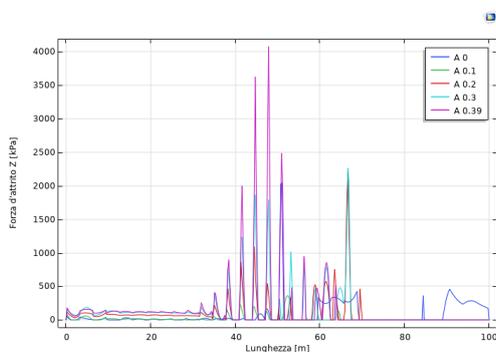


Figura 5.47: Inclinazione 50° - Forza d'attrito z lungo la condotta

5.2.5 Caso 5

Questo ultimo caso si differenzia dai restanti per una diversa tipologia di approccio al problema nei confronti dell'interfaccia terreno-riempimento; si è cercato di simulare il caso in cui sia applicato del materiale geotessile. Si è pertanto fatto riferimento alla casistica esposta

in nel Paragrafo 2.5.1. Lo studio eseguito da Puri [7], ha previsto diverse prove sperimentali di laboratorio su campioni, dai quali risultati estrapolò la seguente formulazione:

$$\mu = 0,034\varphi^{0.869} \quad (2.4)$$

Tale formulazione come si osserva, permette di ottenere un valore del coefficiente di attrito, andando ad inserire l'angolo di attrito interno φ in gradi [°]. Il valore dell'angolo di attrito interno del terreno è pari a 22° con un rispettivo valore del coefficiente di attrito pari a $\mu = 0.50$.

Tale analisi è stata possibile solo nei confronti di pendio con inclinazione di 30° e 40° ; si è cercato di eseguire tale operazione con una inclinazione di 50° ma il software non è riuscito a giungere alla convergenza del problema. In prima battuta, in seguito alla non convergenza, si è ridotta la mesh, (quindi il numero di elementi discretizzati); in seguito al nuovo raggiungimento di una soluzione, si è optato per non eseguirla. Questa scelta è stata dettata dal fatto che la riduzione della mesh, avrebbe comportato una rappresentazione poco realistica della realtà, nel caso fosse stata raggiunta una soluzione da Comsol.

Passando alla trattazione dei dati, si mostra in Figura 5.48 l'andamento delle tensioni direzione z, lungo la sommità della condotta; tali valori presentano un andamento molto simile, e si osserva come le differenze siano minime. I massimi valori in trazione e compressione, che per entrambi i casi differiscono di valori minimi, sono rispettivamente pari a 95 e 90 MPa. Si osserva come per quanto riguarda il punto ancoraggio di monte, il valore di trazione sia maggiore nel caso 5.48b rispetto al 5.48a, con una differenza di 10 MPa. Tale comportamento, non è per altro apprezzabile nella zona di valle, osservando come i valori differiscano di poco.

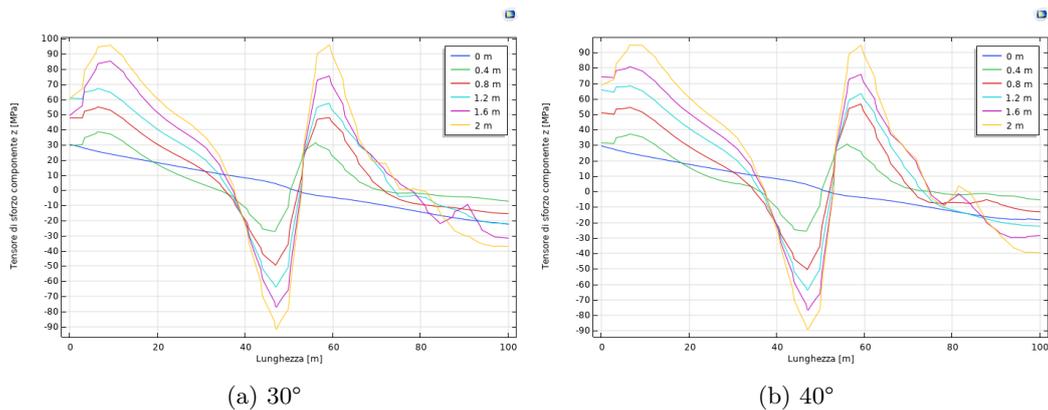


Figura 5.48: Tensore degli sforzi direzione z

Confrontando l'andamento sul contorno delle tensioni in direzione z in direzione, si evince che la compressione massima viene raggiunta non nella zona terminate della condotta com'è

avvenuto nei casi precedenti, ma in mezzeria dove lo schiacciamento generato dallo scorrimento del blocco di monte, genera un sollevamento della condotta. Importante è osservare come lo stato tensionale, valutato secondo il criterio di rottura di Von Mises, indica come si sia lontani dai valori di snervamento dell'acciaio. Confrontandoli con precedenti, a parità di pendenza, si osserva un incremento.

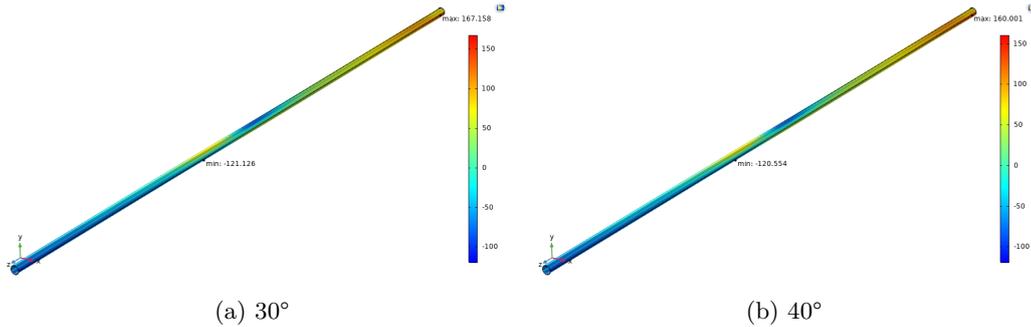


Figura 5.49: Vista delle tensioni nella direzione z

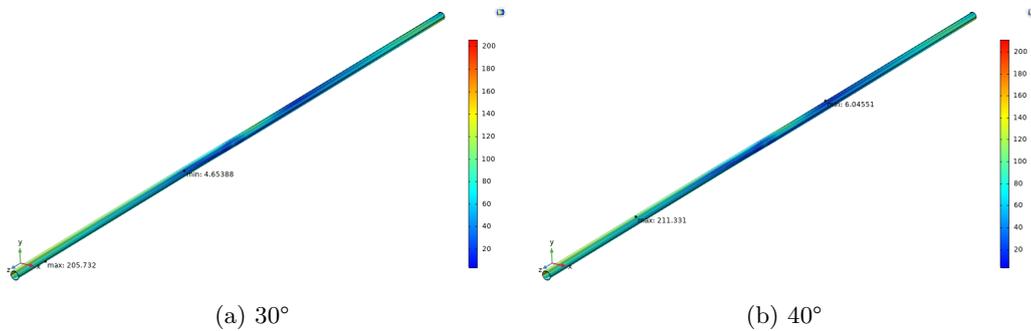


Figura 5.50: Vista delle tensioni di Von Mises

L'analisi degli spostamenti lungo le direzioni y e z, mostrano come l'incremento del coefficiente di attrito, dovuto dalla collocazione del geotessuto sull'interfaccia terreno-riempimento, non comporti un sostanziale aumento delle componenti di spostamento nei confronti di attrito pari a 0.39 e a parità di inclinazione.

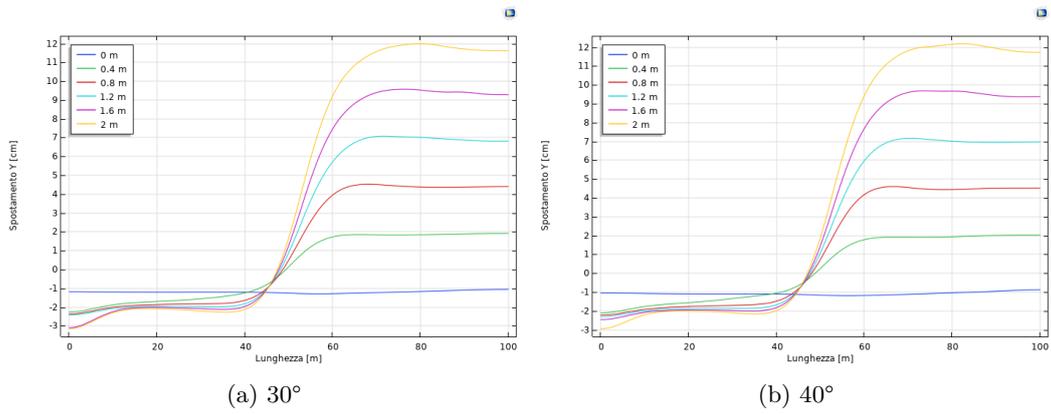


Figura 5.51: Spostamenti y lungo la tubazione

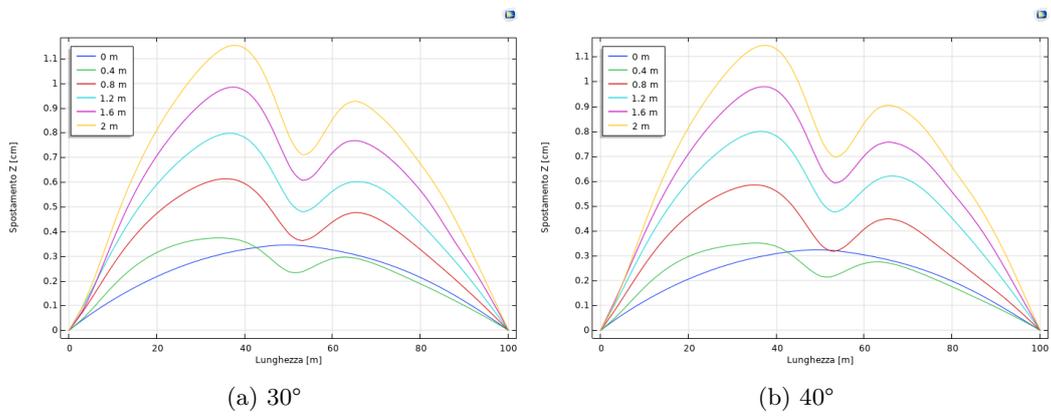


Figura 5.52: Spostamenti z lungo la tubazione

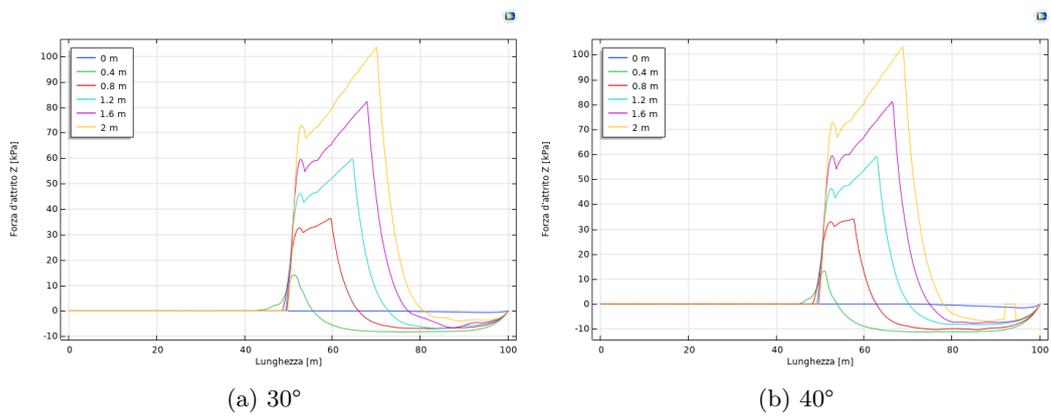


Figura 5.53: Andamento componente forza di attrito z lungo l'interfaccia terreno-riempimento

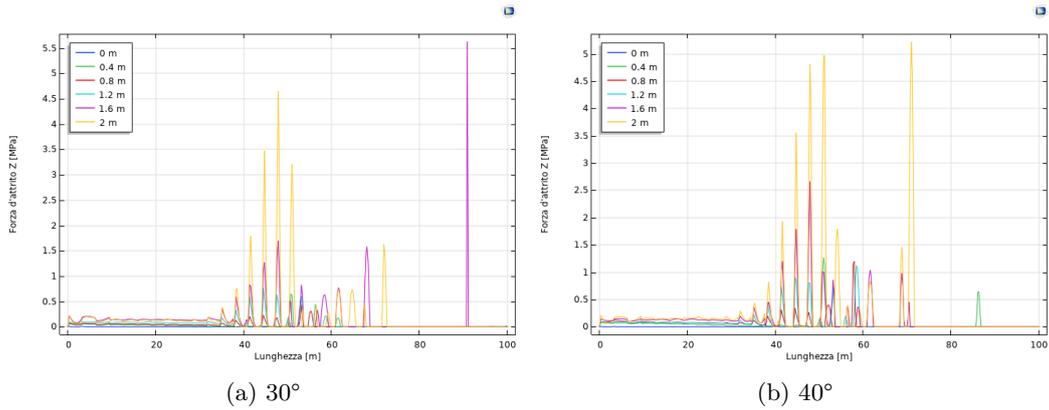


Figura 5.54: Andamento componente forza di attrito z lungo l'interfaccia riempimento-condotta

5.2.6 Verifiche Normative

Si procede alla valutazione dei parametri ottenuti dalle simulazioni, al fine di vedere se rispettino i valori imposti dalle normative al Capitolo 4. Saranno sottoposti a verifica rispettivamente i Casi 1, 2, 3 e 5.

Le verifiche imposte dalla normativa, vengono applicate solamente lato condotta e non lato terreno, in quanto che una volta imposto lo spostamento che simula l'evento franoso, automaticamente mancano le condizioni di sicurezza, e quindi il FS del pendio, sarà sempre minore di 1.

Vengono riprese e riportate le equazioni del Capitolo 4 qui di seguito.

EC8

$$\varepsilon_{traz} = 3\% \quad (4.2)$$

$$\varepsilon_{compr} = \min\left(1\%, \frac{20t}{R}\%\right) \quad (4.3)$$

ASCE ALA FEMA

$$\varepsilon_{traz} = 2\% \quad (4.4)$$

$$\varepsilon_{compr} = 0,5 \frac{t}{D} - 0,0025 + 3000 \left(\frac{pD}{2Et}\right)^2 \quad (4.5)$$

Riportiamo i valori da inserire per il calcolo delle formule di compressione:

- $t = 0.02 \text{ m}$;
- $R = 0.60 \text{ m}$;
- $D = 1.20 \text{ m}$;
- $p = 1.2 \cdot 10^6 \text{ Pa}$;
- $E = 2 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$;

Nella Tabella 5.4 vengono riassunti i valori di compressivi secondo le due normative considerate.

	Trazione [%]	Compressione [%]
EC8	3	0.67
ASCE ALA FEMA	2	0.59

Tabella 5.4: Valori limiti normative

Caso 1

I massimi valori di deformazione individuati sulla superficie della condotta sono i seguenti:

- Trazione: 0.13 % \rightarrow a 90 m in direzione z, punto inferiore della sezione tipo, direzione della deformazione lungo l'asse x;
- Compressione: 0.07 % \rightarrow a 90 m lungo z, punto estremo sinistro della condotta nella sezione tipo, direzione deformazione lungo y.

Osservando che il massimo a compressione e trazione sono individuati alla stessa quota z, si può affermare che in questa specifica sezione, si ha una ovalizzazione della condotta.

	Valore [%]	Verificato
Trazione	0.13	Sì
Compressione	0.07	Sì

Tabella 5.5: Verifiche condotta inclinazione 30°

Caso 2

Si riportano i valori massimi lungo la condotta:

- Trazione: 0.09 % \rightarrow a 68.7 m lungo z, punto sommitale della condotta, direzione deformazione lungo l'asse x;
- Compressione: 0.06 % \rightarrow a 59.4 m lungo l'asse z, punto inferiore della condotta, direzione deformazione lungo l'asse z.

	Valore [%]	Verificato
Trazione	0.09	Sì
Compressione	0.06	Sì

Tabella 5.6: Verifiche condotta inclinazione 40°

Caso 3

Si riportano i valori massimi lungo la condotta:

- Trazione: 0.10 % → a 90.6 m lungo z, punto sommitale della condotta, direzione deformazione lungo l'asse x;
- Compressione: 0.06 % → a 75 m lungo l'asse z, punto estremo destro della condotta, direzione deformazione lungo l'asse y.

	Valore [%]	Verificato
Trazione	0.10	Sì
Compressione	0.06	Sì

Tabella 5.7: Verifiche condotta inclinazione 50°

Caso 5

Si riportano i valori massimi lungo la condotta per l'inclinazione 30°:

- Trazione: 0.10 % → a 71.9 m lungo z, punto sommitale della condotta, direzione deformazione lungo l'asse x;
- Compressione: 0.06 % → a 0 m lungo l'asse z, punto inferiore della condotta, direzione deformazione lungo l'asse z.

Massimi lungo la condotta per l'inclinazione 40°:

- Trazione: 0.11 % → a 81.3 m lungo z, punto sommitale della condotta, direzione deformazione lungo l'asse x;
- Compressione: 0.06 % → a 82.8 m lungo l'asse z, estremo sinistro della condotta, direzione deformazione lungo l'asse y.

	Valore [%]	Verificato
Trazione	0.10	Sì
Compressione	0.06	Sì

Tabella 5.8: Verifiche condotta inclinazione 30°

	Valore [%]	Verificato
Trazione	0.11	Sì
Compressione	0.06	Sì

Tabella 5.9: Verifiche condotta inclinazione 40°

Capitolo 6

Conclusioni

Lo scopo di questa Tesi, attraverso le molteplici simulazioni eseguite, è stato quello di cercare di comprendere come una condotta dal diametro di 120 *cm*, possa comportarsi, una volta che sia soggetta ad un fenomeno franoso di scivolamento planare.

Prima di commentare i risultati ottenuti, occorre soffermarsi sulle problematiche sorte in fase di creazione del modello, attraverso l'utilizzo del software Comsol. Uno dei primi riscontrati, è stato nei confronti delle condizioni al contorno; la loro funzione è quella di garantire condizioni note alle equazioni che costituiscono il problema, e nel contempo simulare nel modo migliore e corretto possibile quella che è la realtà del problema. In seguito alla mancata convergenza del software, sulla faccia del materiale di riempimento, situata a $z = 0$ *m*, contenuta nel piano *yx*, sono stati applicati carrelli che permettono lo scorrimento nella direzione *y*. Tale condizione imposta, non è perfettamente rappresentativa della realtà, in quanto che dovrebbe risultare priva di ogni vincolo. Le dimensioni della zona di scavo, inizialmente erano previste con una larghezza di 2 *m* e profondità 3 *m*; tali misure non è stato possibile adottarle, perchè essendo molto prossime alla condotta, la discretizzazione molto fitta non permetteva la convergenza del problema. Si è dovuta considerare una modellazione della zona scavo (quindi di riempimento) maggiore, con larghezza pari a 3 *m* e profondità 3.5 *m*.

Altre "limitazioni", sono state imposte nei confronti della scelta della discretizzazione del problema. L'esecuzione delle prime analisi, ha visto l'impiego di mesh molto più fitte rispetto a quelle mostrate nei paragrafi precedenti, con conseguenti problemi di non raggiungimento di una soluzione univoca; per ovviare a ciò, si è dovuto optare per l'utilizzo una mesh meno "fitta" e più rada.

Confrontando i valori ottenuti dalle prime 3 simulazioni, si può affermare che l'incremento di pendenza, non genera un significativo aumento di spostamenti, deformazioni e sollecitazioni; per quanto riguarda l'attrito generato sulle interfacce, si verifica una diminuzione con l'aumento di pendenza. Il Caso 3 si differenzia leggermente dai due precedenti, per via

della mesh utilizzata, essendo meno fitta. Contrariamente al trend mostrato dal Caso 2 nei confronti del primo, il Caso 3 presenta un leggero incremento (dovuto alla diversa discretizzazione) di spostamenti, deformazioni, tensioni e forze di attrito, ma comunque minori al Caso 1.

In seguito è stata eseguita una analisi di sensitività nei confronti del coefficiente di attrito tra terreno e riempimento, senza andare a modificare l'esistente tra riempimento e condotta. Dal punto di vista tensioni in direzione z , sul contorno della condotta, nelle zone di applicazione dei carrelli, a monte e valle, si riscontra una diminuzione sia di compressione che di trazione al decrescere di μ . In mezzeria avviene l'esatto opposto, al crescere del coefficiente di attrito si verifica un decremento delle componenti di trazione e compressione. Le forze di attrito sulla condotta, diminuiscono progressivamente con la diminuzione del coefficiente di attrito tra terreno e riempimento, però senza annullarsi.

Le simulazioni eseguite al Paragrafo 5.2.5, hanno cercato di descrivere la presenza di materiale geotessile tra terreno e riempimento; per l'individuazione del coefficiente di attrito, si è utilizzata l'equazione 2.4, fornendo un valore di μ pari a 0.50; tali simulazioni sono state eseguite solo per inclinazioni del pendio pari 30° e 40°. Non è stato possibile eseguire l'ultima simulazione a causa di problemi di convergenza. I dati ottenuti, seppur parziali, hanno permesso di dire che, con un valore di μ più elevato, le differenze rispetto alle casistiche in cui si utilizzava un coefficiente di attrito pari a 0.39, sono minime.

Vengono eseguite infine le verifiche sulla condotta, eseguite secondo la normativa europea (EC8) e statunitense (ASCE ALA FEMA); tutte le casistiche considerate sono risultare nei limiti imposte dalle normative.

Le molteplici analisi eseguite, hanno permesso di mettere in luce, quelle che sono le problematiche connesse allo studio di un problema di tali dimensioni attraverso i moderni software agli elementi finiti. Tali simulazioni, eseguite attraverso un calcolatore dalle modeste prestazioni, hanno permesso di dare un'idea sul comportamento delle condotte sottoposte ad eventi di questo tipo. Con ciò si intende dire che per ottenere risultati più accurati, e che rispecchino al meglio quella che è la realtà, servono calcolatori dalle prestazioni elevate, che in molti casi sono presenti sono presso istituti di ricerca o grandi studi di ingegneria. Tali limitazioni, in futuro saranno sicuramente superabili, visti i continui passi avanti che le case produttrici di software e calcolatori, eseguono anno dopo anno. Al giorno d'oggi però risulta ancora molto difficile cercare di modellare in modo più esaustivo possibile, problemi che prevedono la modellazione di elementi di grossa dimensione.

Ringraziamenti

Desidero porre un sincero e sentito ringraziamento al Professore Alberto Godio, per avermi seguito e pazientemente supportato in questo particolare periodo, ed avermi permesso di svolgere questo interessante lavoro.

Ringrazio inoltre tutti quei docenti che in questi cinque anni, e non solo, si sono dimostrati appassionati e dediti all'insegnamento, trasmettendomi come studente, la passione verso la conoscenza e l'apprendimento, che sicuramente non termineranno con la fine di questo ciclo di studi.

Ringrazio tutti i miei amici che in questi anni, nonostante la mia (sovente) latitanza dovuto allo studio, mi hanno sempre fatto sentire la loro vicinanza, e con cui ho trascorso momenti indimenticabili.

Ringrazio tutti i miei amici dell'aula studio con cui ho condiviso momenti senza dubbio ostici, ma altrettanti bellissimi e ricchi di risate.

In fine il ringraziamento più grande va alla mia famiglia, per avere reso possibile questo importante traguardo, avendomi sempre sostenuto e creduto in me.

Bibliografia

- [1] R. Lancellotta, *Geotecnica*, Zanichelli, Quarta Edizione, Giugno 2012
- [2] M. Barla, Dispense del corso *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Politecnico di Torino - DISEG, A.A. 2018/2019
- [3] M. Pirulli, Dispense del corso *Stabilità dei Pendii*, Politecnico di Torino - DISEG, A.A. 2018/2019
- [4] EGIG, *Gas Pipeline Incidents*, 10th Report of the European Gas Pipeline Incident Data Group (period 1970 – 2016), March 2018
- [5] S. Girgin, E. Krausmann, JRC Science and Policy Reports *Lessons learned from oil pipeline natech accidents and recommendations for natech scenario development*, Final Report, 2015
- [6] N. K. Psyrras, A. G. Sextos *Safety of buried steel natural gas pipelines under earthquake- induced ground shaking: a review*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Dicembre 2017
- [7] A. Puri, Journal Saintis *The Friction Coefficient of Cohesive Soils and Geotextile: An Approach Based On the Direct Shear Test Data* Volume 17 Nomor 01, April 2017

Normative

- [8] NTC 2018 *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*
- [9] UNI EN 1997-1:2013 *Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali*
- [10] ALA ASCE FEMA 2005 *Guidelines For The Design Of Buried Steel Pipe*
- [11] Decreto 16 Aprile 2008 *Regola tecnica per la progettazione, costruzione, collaudo, esercizio e sorveglianza delle opere e dei sistemi di distribuzione e di linee dirette del gas naturale con densità non superiore a 0,8.*

Sitografia

- [12] https://enatech.jrc.ec.europa.eu/get_attachment?id=214
- [13] <https://www.post-gazette.com/business/powersource/2018/07/11/Landslide-caused-pipeline-explosion-Columbia-Gas-reported/stories/201807100176>

- [14] <http://www.sakaryahalk.com/59239-patlamanin-nedeni-toprak-kaymasi-haberi.html>
[15] <https://www.geostru.eu/it>