# PHẦN I: GIỚI THIỆU CHUNG

## I. Giới thiệu đặc điểm tự nhiên, kinh tế xã hội

Đây là một thành phố thuộc tỉnh Bắc Ninh. Do đó, các điều kiện của thành phố này được đặc trưng bởi các điều kiện của tỉnh Bắc Ninh.

1. Điều kiện địa lý

Thành phố thuộc tỉnh Bắc Ninh - là một tỉnh thuộc vùng đồng bằng Sông Hồng, nằm trong tam giác kinh tế trọng điểm Hà Nội- Hải Phòng- Quảng Ninh và là cửa ngõ phía Đông Bắc của thủ đô Hà Nội. Tỉnh có địa giới hành chính tiếp giáp với các tỉnh: Bắc Giang ở phía Bắc, Hải Dương ở phía Đông Nam, Hưng Yên ở phía Nam và thủ đô Hà Nội ở phía Tây.

Thành phố có địa hình vùng bình nguyên với độ dốc địa hình nhỏ, cao độ của thành phố trải dài từ 27 – 30m so với mực nước biển, dốc dần theo hướng từ Tây Nam đến Đông Bắc với độ dốc khoảng 0.1%.

Ngoài ra phía Bắc thành phố còn có một con sông lớn chảy từ hướng Tây sang hướng Đông. Ở giữa thành phố có một con đường chạy qua theo hướng Tây - Đông, chia thành phố làm hai khu vực với diện tích khu vực I là: 714.5 ha, khu vực II là: 614.4 ha, tổng diện tích là: 1328.9 ha.

2. Điều kiện tự nhiên

Thành phố nằm trong vùng khí hậu cận nhiệt đới ẩm, chia làm 4 mùa rõ rệt (xuân, hạ, thu, đông). Có sự chênh lệch rõ ràng về nhiệt độ giữa mùa hè nóng ẩm và mùa đông khô lạnh. Sự chênh lệch đạt 15-16 °C. Mùa mưa kéo dài từ tháng năm đến tháng mười hàng năm. Lượng mưa trong mùa này chiếm 80% tổng lượng mưa cả năm. Lượng mưa trung bình hàng năm: 1.400-1.600 mm. Nhiệt độ trung bình: 23,3 °C. Số giờ nắng trong năm: 1.530-1.776 giờ. Độ ẩm tương đối trung bình: 79%.

3. Điều kiện địa chất thủy văn

- Đất trồng trọt: 0 m đến 2 m;
- Á cát: 2 m đến 4,5 m;
- Á sét: 4,5 m đến 6 m;
- Cát mịn: 6 m đến 9 m;
- Cát thô: 9 m đến 12 m;
- Sét: 12 m đến 15 m;
- Cát: 15 m đến 18 m;

Mực nước ngầm:

Về mùa khô sâu dưới mặt đất: 4.5 m.

Về mùa mưa sâu dưới mặt đất: 2.2 m.

Mực nước ngầm có biên độ dao động giữa các mùa là 2.3m. Biên độ dao động là tương đối lớn cho thấy chế độ thủy lực của nước ngầm có sự khác nhau giữa mùa mưa và mùa khô đồng thời cũng thể hiện mối quan hệ bổ cập nước ngầm từ nước mặt trong khu vực thành phố

4. Điều kiện kinh tế

Thành phố có hai xí nghiệp với diện tích xí nghiệp I là: 54.4 ha, xí nghiệp II là: 63.2 ha, tổng diện tích cả hai xí nghiệp là: 117.6 ha và đều nằm ở ngoại thành, tách biệt với khu dân cư và là nơi tạo việc làm cho 15 % dân số của thành phố.

5. Lựa chọn loại Hệ thống thoát nước cho đô thị

a. Tổ chức thoát nước

Do thành phố có địa hình thấp dần từ Tây Nam đến Đông Bắc, hướng gió chủ đạo là từ Tây Bắc đến Đông Nam, có sông chảy từ Tây sang Đông ở phía Bắc của thành phố. Vì vậy ta đặt Trạm xử lý ở phía Đông Bắc so với thánh phố, ở cuối hướng gió và hạ lưu của sông, nơi có vị trí thấp nhất so với toàn thành phố, để vừa tận dụng địa hình để thoát nước bằng phương pháp tự chảy, vừa không gây ô nhiễm nguồn nước và không khí của thành phố.

Nước thải sinh hoạt, công nghiệp được xử lý đạt tiêu chuẩn sau đó xả ra sông. Riêng nước mưa và nước thải quy ước sạch thì có hệ thống riêng được đổ trực tiếp ra sông mà không cần xử lý.

b. Hệ thống thoát nước

- Hệ thống thoát nước có thể là kiểu chung, riêng hoàn toàn (hay không hoàn toàn) và nửa riêng. Mỗi kiểu đều có những ưu nhược điểm nhất định.

| **Hệ thống thoát nước kiểu chung** | **Hệ thống thoát nước kiểu riêng** |
|---|---|
| + Có 1 hệ thống mạng lưới thu gom nước thải thành phố.<br>+ Toàn bộ lượng nước mưa, nước thải quy ước sạch và nước thải cần xử lý được thu gom trên 1 mạng lưới đưa về trạm xử lý.<br>+ Chế độ thủy lực không ổn định giữa các mùa. Mùa khô, lượng nước ít, không đảm bảo vận tốc có thể gây lắng cặn. Vào mùa lũ lượng mưa nhiều dễ gây ngập lụt.<br>+ Do chế độ thải nước không ổn định nên trạm xử lý vận hành phức tạp, khó đạt hiệu quả mong muốn. | + Có 2 hay nhiều hệ thống mạng lưới thu gom.<br>+ Chỉ có nước thải cần xử lý được đưa về trạm xử lý. Nước thải quy ước sạch và nước mưa theo 1 mạng lưới khác đưa ra nguồn tiếp nhận.<br>+ Chế độ thủy lực ổn điều hòa hơn giữa các mùa do chỉ có lượng nước thải cần xử lý vận chuyển về trạm xử lý.<br>+ Chế độ hoạt động của trạm xử lý ổn định, thuận tiện cho việc vận hành, chất lượng xử lý cũng cao hơn<br>+ Có thể phân đợt đầu tư giúp giảm chi phí đầu tư xây dựng ban đầu |

Ngoài ra còn có Hệ thống thoát nước nửa riêng: là hệ thống trong đó ở những điểm giao nhau giữa hai mạng lưới độc lập, người ta xây dựng giếng tràn, tách nước mưa. Tại những giếng này, khi lượng mưa ít (giai đoạn đầu của trận mưa của những trận mưa lớn kéo dài) chất lượng nước mưa bẩn, nước mưa này sẽ chảy vào mạng lưới thoát nước sinh hoạt, theo cống góp chung tới trạm xử lý. Ngược lại khi lưu lượng nước mưa lớn (các trận mưa kéo dài, ví dụ: sau 20’ đầu của những trận mưa lớn), chất lượng tương đối sạch, nước mưa sẽ tràn qua giếng tách theo cống xả ra nguồn tiếp nhận.

Theo yêu cầu, ta thiết kế hệ thống thoát nước cho một khu đô thị mới hoàn toàn, trong giai đoạn xây dựng và có sự phát triển trong 20-30 năm tới, trở thành một trung tâm kinh tế, văn hóa, chính trị của vùng.Theo quy hoạch phát triển của đô thị và từ những đặc điểm của các hệ thống thoát nước trên ta sẽ chọn hệ thống thoát nước “riêng hoàn toàn” cho Thành phố. Để đảm bảo không xảy ra ngập úng khi có mưa lớn và xử lý được triệt để nước thải trước khi đổ ra nguồn tiếp nhận. Mặt khác khu vực thiết kế được quy hoạch để trở thành một thành phố hiện đại trong tương lai, có các khu đô thị mới, khu đô thị mở rộng và các khu công nghiệp nên ta chọn hệ thống thoát nước riêng là hợp lý, đảm bảo thoát nước cho thành phố trong hiện tại cũng như trong tương lai.

## Phần II: TÍNH TOÁN MẠNG LƯỚI THOÁT NƯỚC

### 1. Lưu lượng nước thải sinh hoạt từ các khu nhà ở:

♦ *Xác định dân số tính toán theo công thức:*

$$N = \sum \beta \times F_i \times N_i$$

*Trong đó:*

- β : Tỷ số diện tích nhà ở đối với diện tích toàn Thành phố, lấy:
  + Khu vực I: $\beta_1$=0.8
  + Khu vực I: $\beta_2$=0.8
- $F_i$: Diện tích của các khu vực tính toán, theo số liệu đo được thì:
  + Diện tích của khu vực I là $F_I$ = 317.31 *(ha)*
  + Diện tích của khu vực II là $F_{II}$ = 323.97 *(ha)*
- $N_i$: mật độ dân số của các khu vực tính toán

| Khu vực | Diện tích F *(ha)* | Mật độ *(người/ha)* | Tiêu chuẩn thải nước *(l/ng.ngđ)* |
|---|---|---|---|
| **I** | **317.31** | **418** | **120** |
| **II** | **323.97** | **350** | **105** |

Từ công thức trên ta có dân số tính toán của các khu vực là:

- Khu vực I: $N_1$ = 0.8 x 317.31 x 418 = 106108 *(người)*
- Khu vực II: $N_2$ = 0.8 x 323.97 x 350 = 90712 *(người)*

Vậy tổng dân số của cả Thành phố là: $N = N_1 + N_2$ = 196820 (người)

♦ *Xác định lưu lượng trung bình ngày:*

Theo công thức:

$$Q_{tb}^{ngày} = \frac{q_0^i \times N}{1000} \ (m^3/ngđ)$$

*Trong đó*

$q^i_0$ là tiêu chuẩn thải nước của khu vực dân cư

- Khu vực I : $Q^{tb\text{-}ngày}_1 = \frac{q_0^1 \times N_1}{1000} = \frac{120 \times 106108}{1000} = 12732.96 \ (m^3/ngđ)$
- Khu vực II: $Q^{tb\text{-}ngày}_2 = \frac{q_0^2 \times N_2}{1000} = \frac{105 \times 90712}{1000} = 9524.76 \ (m^3/ngđ)$

Vậy, tổng lưu lượng nước thải sinh hoạt thải ra tại Thành phố trong một ngày đêm là:

$$Q_{sh\text{-}tp} = Q^{tb\text{-}ngày}_1 + Q^{tb\text{-}ngày}_2 = 12732.96 + 9524.76 = 22257.72 \ (m^3/ngđ)$$

♦ *Xác định lưu lượng trung bình giây:*

Theo công thức: $q_i^{tb} = \frac{Q_{ngày}^{TB}}{86.4} \ (l/s)$

- Khu vực I: $q^{tb\text{-}s}_1 = \frac{Q_{ngày}^{TB1}}{86.4} = \frac{12732.96}{86.4} = 147.37 \ (l/s) \Rightarrow k^1_{ch} = 1.6$

- Khu vực II: $q^{tb\text{-}s}_2 = \frac{Q^{TB2}_{ngày}}{86.4} = \frac{9524.76}{86.4} = 110.24$ *(l/s)* $\Rightarrow k^2_{ch} = 1.6$
- Lưu lượng trung bình giây của toàn bộ Thành phố là:

$$q^{tb\text{-}TP}_s = q^{tb\text{-}s}_1 + q^{tb\text{-}s}_2 = 147.37 + 110.24 = 257.61 \text{ (l/s)}$$

Từ lưu lượng trung bình giây, để có lưu lượng tính toán cho toàn Thành phố ta phải đi tìm hệ số không điều hòa $k_{ch}$. Theo bảng "Trị số $k_{ch}$ phụ thuộc $q^{tb}_s$", ta có: $k_{ch} = 1.4$

Lưu lượng tính toán là lưu lượng giây max:

- $q^1_{0max} = q^{tb\text{-}s}_1 \times k^1_{ch} = 147.37 \times 1.6 = 235.8$ *(l/s)*
- $q^2_{0max} = q^{tb\text{-}s}_2 \times k^2_{ch} = 110.24 \times 1.6 = 176.4$ *(l/s)*

Lưu lượng trung bình lớn nhất của toàn Thành phố là:

$$q_{max} = q^{tb\text{-}TP}_s \times k_{ch} = 257.61 \times 1{,}4 = 360.7 \text{ (l/s)}$$

Kết qủa tính toán được cho theo bảng sau:

**Bảng 1: Lưu lượng nước thải tính toán của khu dân cư**

| **Khu vực** | **Diện tích *(ha)*** | **Số dân *(người)*** | **Mật độ *(người/ha)*** | **T/c thải nước: $q_0$ *(l/ng.ngđ)*** | **Q *($m^3$/ng.đ)*** | **Q *(l/s)*** | **$k_{ch}$** | **$q_{max}$ *(l/s)*** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **I** | **317.31** | **106108** | **418** | **120** | **12732.96** | **147.37** | **1.6** | **235.8** |
| **II** | **323.97** | **90712** | **350** | **105** | **9524.76** | **110.24** | **1.6** | **176.4** |
| **Tổng** | **641.28** | **196820** | **-** | **-** | **22257.72** | **257.61** | **1.4** | **360.7** |

**Sự phân bố nước thải sinh hoạt theo từng giờ trong ngày**

| GIỜ TRONG NGÀY | $Q_{sh}$ | |
|---|---|---|
| | % | Q ($m^3$) |
| 0-1 | 1.65 | 367.25 |
| 1-2 | 1.65 | 367.25 |
| 2-3 | 1.65 | 367.25 |
| 3-4 | 1.65 | 367.25 |
| 4-5 | 1.65 | 367.25 |
| 5-6 | 4.2 | 934.82 |
| 6-7 | 5.8 | 1290.95 |
| 7-8 | 5.8 | 1290.95 |
| 8-9 | 5.85 | 1302.08 |
| 9-10 | 5.85 | 1302.08 |
| 10-11 | 5.85 | 1302.08 |
| 11-12 | 5.05 | 1124.01 |
| 12-13 | 4.2 | 934.82 |
| 13-14 | 5.8 | 1290.95 |
| 14-15 | 5.8 | 1290.95 |
| 15-16 | 5.8 | 1290.95 |
| 16-17 | 5.8 | 1290.95 |
| 17-18 | 5.75 | 1279.82 |
| 18-19 | 5.2 | 1157.40 |
| 19-20 | 4.72 | 1050.56 |
| 20-21 | 4.1 | 912.57 |
| 21-22 | 2.85 | 634.35 |
| 22-23 | 1.65 | 367.25 |
| 23-24 | 1.65 | 367.25 |
| Σ | 100 | 22257.72 |

**2. Xác định lưu lượng tập trung có trong tiêu chuẩn thải nước:**

- Bệnh viện:

Số giường bệnh nhân là 0.8 %N

$$B = 0.8\ \% \times N = 0.8\ \% \times 196820 = 1575\ (giường)$$

Xây dựng trong thành phố có 5 bệnh viện, mỗi bệnh viện có 315 giường.

- Tiêu chuẩn thải nước: $q^{bv}_0 = 500$ *(l/ng.ngđ)*
- Hệ số không điều hòa giờ: $k_h = 2.5$
- Bệnh viện làm việc 24/24 giờ trong ngày
- Lưu lượng thải trung bình trong ngày của các bệnh viện là:

$$Q^{tb}_{ngày} = \frac{B \times q_0^{bv}}{1000} = \frac{1575 \times 500}{1000} = 787.5 \ (m^3/ngày)$$

- Lưu lượng thải trung bình giờ của bệnh viện là:

$$Q^{tb}_{giờ} = \frac{Q^{tb}_{ngày}}{24} = \frac{787.5}{24} = 32.8 \ (m^3/h)$$

- Lưu lượng Max giờ là:

$$Q^{h}_{max} = k_h \text{ x } Q^{tb}_{giờ} = 2.5 \text{ x } 32.8 = 82 \ (m^3/h)$$

- Lưu lượng Max giây là:

$$q^{s}_{max} = \frac{Q_h^{max}}{3.6} = \frac{82}{3.6} = 22.78 \ (l/s)$$

**Sự phân bố nước thải của bệnh viện theo từng giờ trong ngày**

| Thời gian | % | Q ($m^3$) |
|---|---|---|
| 0-1 | 0.2 | 1.575 |
| 1-2 | 0.2 | 1.575 |
| 2-3 | 0.2 | 1.575 |
| 3-4 | 0.2 | 1.575 |
| 4-5 | 0.5 | 3.9375 |
| 5-6 | 0.5 | 3.9375 |
| 6-7 | 3 | 23.625 |
| 7-8 | 5 | 39.375 |
| 8-9 | 8 | 63 |
| 9-10 | 10.4 | 81.9 |
| 10-11 | 6 | 47.25 |
| 11-12 | 9.6 | 75.6 |
| 12-13 | 9.4 | 74.025 |
| 13-14 | 6 | 47.25 |
| 14-15 | 5 | 39.375 |
| 15-16 | 8.1 | 63.7875 |
| 16-17 | 5.5 | 43.3125 |
| 17-18 | 5 | 39.375 |
| 18-19 | 5 | 39.375 |
| 19-20 | 5 | 39.375 |
| 20-21 | 3.7 | 29.1375 |
| 21-22 | 2 | 15.75 |
| 22-23 | 1 | 7.875 |
| 23-24 | 0.5 | 3.9375 |
| ∑ | 100 | 787.5 |

- Trường học: Số học sinh là 20 %N

$$H = 20\% \times N = 20\% \times 196820 = 39364 \ (người)$$

Xây dựng trong thành phố 10 trường học, mỗi trường có 3936 học sinh

- Tiêu chuẩn thải nước: $q^{th}_0 = 20$ *(l/ng.ngđ)*
- Hệ số không điều hòa giờ $k_h = 1.8$
- Trường học làm việc 12 giờ trong ngày
- Lưu lượng thải trung bình ngày của các trường học là:

$$Q^{tb}_{ngày} = \frac{H \times q_0^{th}}{1000} = \frac{39364 \times 20}{1000} = 787.28 \ (m^3/ngày)$$

- Lưu lượng thải trung bình giờ là:

$$Q^{tb}_{giờ} = \frac{Q^{tb}_{ngay}}{12} = \frac{787.28}{12} = 65.61 \ (m^3/h)$$

- Lưu lượng Max giờ là:

$$Q^{h}_{max} = k_h \times Q^{tb}_{giờ} = 1.8 \times 65.61 = 118.1 \ (m^3/h)$$

- Lưu lượng Max giây là:

$$q^{s}_{max} = \frac{Q_h^{max}}{3.6} = \frac{118.1}{3.6} = 32.8 \ (l/s)$$

**Sự phân bố lưu lượng nước thải trường học theo các giờ trong ngày**

| Thời gian | % | Q ($m^3$) |
|---|---|---|
| 0-1 | - | - |
| 1-2 | - | - |
| 2-3 | - | - |
| 3-4 | - | - |
| 4-5 | - | - |
| 5-6 | - | - |
| 6-7 | 8.42 | 66.29 |
| 7-8 | 7.55 | 59.44 |
| 8-9 | 7.55 | 59.44 |
| 9-10 | 7.55 | 59.44 |
| 10-11 | 7.55 | 59.44 |
| 11-12 | 7.55 | 59.44 |
| 12-13 | 7.55 | 59.44 |
| 13-14 | 15.2 | 119.67 |
| 14-15 | 7.55 | 59.44 |
| 15-16 | 7.55 | 59.44 |
| 16-17 | 7.55 | 59.44 |
| 17-18 | 8.43 | 66.37 |
| 18-19 | - | - |
| 19-20 | - | - |
| 20-21 | - | - |
| 21-22 | - | - |
| 22-23 | - | - |
| 23-24 | - | - |
| Σ | 100 | 787.28 |

Ta có bảng tổng hợp nước thải tập trung từ các công trình công cộng như sau:

**Bảng 2: Lưu lượng tập trung từ các công trình công cộng**

| Nơi thoát nước | Qui mô thải nước | Số giờ làm việc | Tiêu chuẩn thải nước | $k_h$ | Lưu lượng | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | TB ngày *($m^3$/ngày)* | TB giờ *($m^3$/h)* | Max giờ *($m^3$/h)* | Max giây *(l/s)* |
| Bệnh viện | 787.5 | 24 | 500 | 2.5 | 787.5 | 32.8 | 82 | 22.78 |
| Trường Học | 787.28 | 12 | 20 | 1.8 | 787.28 | 65.61 | 118.1 | 32.8 |

**3. Lưu lượng nước thải sản xuất của khu công nghiệp:**

Tổng số công nhân làm việc trong các nhà máy, xí nghiệp công nghiệp chiếm 15% dân số thành phố ($N_{CN}$)

$$N_{CN} = 15\% \times N = 15\% \times 196820 = 29523 \ (người)$$

**Bảng 3 : Biên chế công nhân trong các nhà máy, xí nghiệp**

| Tên nhà máy | % Số công nhân trong nhà máy | Số công nhân | Trong PX nóng | | Trong PX nguội | | Số ngời được tắm trong các PX | | | | Biên chế công nhân theo các ca | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | PX nóng | | PX nguội | | Ca I | | Ca II | | Ca III | |
| | | | % | Số người | % | Số người | % | Số người | % | Số người | % | Số người | % | Số người | % | Số người |
| I | 55 | 16238 | 25 | 4060 | 75 | 12178 | 80 | 3248 | 30 | 3653 | 50 | 8119 | 50 | 8119 | - | - |
| II | 45 | 13285 | 30 | 3985 | 70 | 9300 | 80 | 3188 | 50 | 4650 | 40 | 5314 | 40 | 5314 | 20 | 2657 |

Lưu lượng nước thải sản xuất của nhà máy, xí nghiệp công nghiệp chiếm 15% lưu lượng nước thải của khu dân, do đó :

$$Q_{sx} = 15\% \times 22257.72 = 3338.66 \ (m^3/ng.đ)$$

- Xí nghiệp I:
  - Lưu lượng nước thải xí nghiệp I chiếm 55% tổng nước thải sản xuất của các khu công nghiệp:

    $$Q_{sx1} = 55\% \times Q_{sx} = 55\% \times 3338.66 = 1836.26 \ (m^3/ngđ)$$
  - Trong đó có 20% nước thải sản xuất quy ước sạch không cần xử lý. Còn 80% nước thải sản xuất bị nhiễm bẩn cần xử lý:

    $$Q_{ngày} = 80\% \times Q_{sx1} = 80\% \times 1836.26 = 1468 \ (m^3/ngđ)$$
  - Nhà máy làm việc 2 ca, mỗi ca 8 giờ.

Lưu lượng ngày $Q_{ngày}$ = 1468 ($m^3$ /ngđ) phân phối theo ca như sau:

| Ca | % Lưu lượng | Lưu lượng ($m^3$/ca) |
|---|---|---|
| Ca I | 50% | 734 |
| Ca II | 50% | 734 |

Hệ số không điều hoà trong mỗi ca là $k_h$ =1, như vậy lưu lượng giờ đều bằng nhau.

- Ca I: $Q^{I}_{giờ} = \frac{734}{8} = 91.75 \ (m^3/h)$
- Ca II: $Q^{II}_{giờ} = \frac{734}{8} = 91.75 \ (m^3/h)$

Do đó, lưu lượng giây lớn nhất là:

$$q^{s}_{max\text{-}XNI} = \frac{91.75}{3.6} = 25.5 \ (l/s)$$

- Xí nghiệp II:

- Lưu lượng nước thải nhà máy 2 chiếm 48% tổng nước thải sản xuất của các khu công nghiệp:

$Q_{sx1}$ = 45% x $Q_{sx}$ = 45% x 3338.66 = 1502.4 *($m^3$/ngđ)*

  - Trong đó có 25% nước thải sản xuất quy ước sạch không cần xử lý. Còn 75% nước thải sản xuất bị nhiễm bẩn cần xử lý:

$Q_{ngày}$ = 75% x 1502.4 = 1126.8 *($m^3$/ngđ)*

  - Nhà máy làm việc 3 ca, mỗi ca 8 giờ.

Lưu lượng ngày $Q_{ngày}$ = 1126.8 *($m^3$/ngđ)* phân phối theo ca như sau:

| Ca | % Lưu lượng | Lưu lượng ($m^3$/ca) |
|---|---|---|
| **Ca I** | **40%** | **450.72** |
| **Ca II** | **40%** | **450.72** |
| **Ca III** | **20%** | **225.36** |

Hệ số không điều hoà trong mỗi ca là $k_h$ =1, như vậy lưu lượng giờ đều bằng nhau.

Ca I: $Q^{I}_{giờ} = \frac{450.72}{8} = 56.34$ *($m^3$/h)*

- Ca II: $Q^{II}_{giờ} = \frac{450.72}{8} = 56.34$ *($m^3$/h)*
- Ca III $Q^{II}_{giờ} = \frac{225.36}{8} = 28.17$ *($m^3$/h)*

Do đó, lưu lượng giây lớn nhất là:

$$q^{s}_{max\text{-}XNII} = \frac{56.34}{3.6} = 15.65 \ (l/s)$$

Từ các số liệu trên đây ta có bảng thống kê lưu lượng nước thải sản xuất cho các nhà máy xí nghiệp như sau:

**Bảng 4: Lưu lượng nước thải sản xuất thải ra từ các nhà máy**

| Nhà máy | Ca | Lưu lượng | | Hệ số không điều hoà $k_h$ | Lưu lượng $Q_h$ ($m^3$/h) | $q_{tt}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | %Q | $m^3$/ca | | | |
| **I** | **I** | **50** | **734** | **1** | **91.75** | **25.5** |
| | **II** | **50** | **734** | **1** | **91.75** | |
| **Tổng** | **Nhà máy I** | **100** | **1468** | **-** | **-** | |
| **II** | **I** | **40** | **450.72** | **1** | **56.34** | **15.65** |
| | **II** | **40** | **450.72** | **1** | **56.34** | |
| | **III** | **20** | **225.36** | **1** | **28.17** | |
| **Tổng** | **Nhà máy II** | **100** | **1126.8** | **-** | **-** | |

**4. Lưu lượng nước thải sinh hoạt của xí nghiệp công nghiệp:**

- Xí nghiệp I
  - Lưu lượng ngày:

$$Q_{sh}^{XNCN1} = \frac{45 \times N_n + 25 \times N_{ng}}{1000} \ (m^3/ngđ)$$

Trong đó:

$N_n$ : Số công nhân làm việc trong phân xưởng nóng của xí nghiệp 1

$N_{ng}$ : Số công nhân làm việc trong phân xưởng nguội của xí nghiệp 1

$$Q_{sh}^{XNCN1} = \frac{45 \times 4060 + 25 \times 12178}{1000} = 487.15 \ (m^3/ngđ)$$

- Xí nghiệp I làm việc 2 ca nên lượng nước thải sinh hoạt của xí nghiệp theo từng ca là:

$Q_{ca1}^{sh1}$ = 50% x 487.15 = 243.575 $(m^3/ca)$

$Q_{ca2}^{sh1}$ = 50% x 487.15 = 243.575 $(m^3/ca)$

- Xí nghiệp II:
  - Lưu lượng ngày

$$Q_{sh}^{XNCN2} = \frac{45 \times N_n + 25 \times N_{ng}}{1000} \ (m^3/ngđ)$$

Trong đó:

$N_n$ : Số công nhân làm việc trong phân xưởng nóng của xí nghiệp 2

$N_{ng}$ : Số công nhân làm việc trong phân xưởng nguội của xí nghiệp 2

$$Q_{sh}^{XNCN2} = \frac{45 \times 3985 + 25 \times 9300}{1000} = 411.825 \ (m^3/ngđ)$$

- Xí nghiệp II làm việc 3 ca nên lượng nước thải sinh hoạt của xí nghiệp theo từng ca là:

$Q_{ca1}^{sh2}$ = 40% x 411.825 = 164.73 $(m^3/ca)$

$Q_{ca2}^{sh2}$ = 40% x 411.825 = 164.73 $(m^3/ca)$

$Q_{ca3}^{sh2}$ = 20% x 411.825 = 82.365 $(m^3/ca)$

Vậy lượng nước thải sinh hoạt cho cả 2 khu công nghiệp trong 1 ngày đêm là:

$Q^{shcn}$ = 487.15 + 411.825 = 898.975 $(m^3/ngđ)$

**Bảng 5: Phân bố lưu lượng nước thải sinh hoạt của công nhân theo từng giờ trong ca**

| Ca | Giờ trong ca | Phân xưởng nóng K= 2,5 | Q ($m^3$) | Phân xưởng nguội K= 3 | Q ($m^3$) | Tổng |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Ca I | 1 | 12.5 | 20.39 | 12.5 | 30.65 | 51.04 |
| | 2 | 8.12 | 13.24 | 6.25 | 15.33 | 28.57 |
| | 3 | 8.12 | 13.24 | 6.25 | 15.33 | 28.57 |
| | 4 | 8.12 | 13.24 | 6.25 | 15.33 | 28.57 |
| | 5 | 15.65 | 25.52 | 18.75 | 45.98 | 71.50 |
| | 6 | 31.25 | 50.96 | 37.5 | 91.96 | 142.92 |
| | 7 | 8.12 | 13.24 | 6.25 | 15.33 | 28.57 |
| | 8 | 8.12 | 13.24 | 6.25 | 15.33 | 28.57 |
| | Tổng | 100 | 163.08 | 100 | 245.225 | 408.305 |
| Ca II | 1 | 12.5 | 20.385 | 12.5 | 30.65 | 51.04 |
| | 2 | 8.12 | 13.24 | 6.25 | 15.33 | 28.57 |
| | 3 | 8.12 | 13.24 | 6.25 | 15.33 | 28.57 |
| | 4 | 8.12 | 13.24 | 6.25 | 15.33 | 28.57 |
| | 5 | 15.65 | 25.52 | 18.75 | 45.98 | 71.50 |
| | 6 | 31.25 | 50.96 | 37.5 | 91.96 | 142.92 |
| | 7 | 8.12 | 13.24 | 6.25 | 15.33 | 28.57 |
| | 8 | 8.12 | 13.24 | 6.25 | 15.33 | 28.57 |
| | Tổng | 100 | 163.08 | 100 | 245.225 | 408.305 |
| Ca III | 1 | 12.5 | 4.48 | 12.5 | 5.81 | 10.30 |
| | 2 | 8.12 | 2.91 | 6.25 | 2.91 | 5.82 |
| | 3 | 8.12 | 2.91 | 6.25 | 2.91 | 5.82 |
| | 4 | 8.12 | 2.91 | 6.25 | 2.91 | 5.82 |
| | 5 | 15.65 | 5.61 | 18.75 | 8.72 | 14.33 |
| | 6 | 31.25 | 11.21 | 37.5 | 17.44 | 28.65 |
| | 7 | 8.12 | 2.91 | 6.25 | 2.91 | 5.82 |
| | 8 | 8.12 | 2.91 | 6.25 | 2.91 | 5.82 |
| | Tổng | 100 | 35.865 | 100 | 46.5 | 82.365 |

**5. Lưu lượng nước tắm cho công nhân:**

- Xí nghiệp I:
  - Lượng nước tắm cho công nhân sau giờ làm việc trong 1 ngày đêm là:

$$Q_t^{XNCN1} = \frac{60 \times N_n + 40 \times N_{ng}}{1000} \ (m^3/ngđ)$$

Trong đó:

$N_n$ : Số công nhân được tắm ở phân xưởng nóng của xí nghiệp 1

$N_{ng}$ : Số công nhân được tắm ở phân xưởng nguội của xí nghiệp 1

$$Q_t^{XNCN1} = \frac{60 \times 4060 \times 0.8 + 40 \times 12178 \times 0.3}{1000} = 341.016 \ (m^3/ngđ)$$

- Xí nghiệp I làm việc 2 ca nên:

$Q_t^{ca1}$ = 50% x 341.016 = 170.508 *($m^3$/ca)*

$Q_t^{ca2}$ = 50% x 341.016 = 170.508 *($m^3$/ca)*

- Xí nghiệp II:
  - Lượng nước tắm cho công nhân sau giờ làm việc trong 1 ngày đêm là:

$$Q_t^{XNCN2} = \frac{60 \times N_n + 40 \times N_{ng}}{1000} \ (m^3/ngđ)$$

Trong đó:

$N_n$ : Số công nhân được tắm ở phân xưởng nóng của xí nghiệp 2

$N_{ng}$ : Số công nhân được tắm ở phân xưởng nguội của xí nghiệp 2

$$Q_t^{XNCN2} = \frac{60 \times 3985 \times 0.8 + 40 \times 9300 \times 0.5}{1000} = 377.28 \ (m^3/ngđ)$$

- Xí nghiệp II làm việc 3 ca nên:

$Q_t^{ca1}$ = 40% x 376,9 = 150.912 *($m^3$/ca)*

$Q_t^{ca2}$ = 40% x 376,9 = 150.912 *($m^3$/ca)*

$Q_t^{ca3}$ = 20% x 376,9 =75.456 *($m^3$/ca)*

- Theo bảng thống kê lưu lượng nước thải của Thành phố ta đi tính được lưu lượng nước thải tính toán $q_{tt}$ của các xí nghiệp công nghiệp như sau:
  - Lưu lượng thải tập trung từ xí nghiệp I:

Ta thấy tại xí nghiệp I vào 14 - 15 giờ, lưu lượng nước thải *(gồm cả sản xuất, tắm và sinh hoạt)* là lớn nhất và bằng:

$q_0^{XNI\text{-}max}$ = 25.5+ 47.36 + 8.45 = 81.31 *(l/s)*

Do vậy, lưu lượng tập trung tính toán của xí nghiệp I là:

$q^{XN\text{-}I}_{TT}$ = 81.31 *(l/s)*

  - Lưu lượng thải tập trung từ xí nghiệp II:

Ta thấy tại xí nghiệp II vào 14 - 15 giờ, lưu lượng nước thải *(gồm cả sản xuất, tắm và sinh hoạt)* là lớn nhất và bằng :

$q_0^{XNI\text{-}max}$ = 15.65 + 41.92 + 5.72 = 63.29 *(l/s)*

Do vậy, lưu lượng tập trung tính toán của xí nghiệp II là:

$q^{XN\text{-}I}_{TT} = 63.29$ *(l/s)*

Sở dĩ ta chọn lưu lượng tính toán là lưu lượng lớn nhất trong các giờ thải nước của xí nghiệp vì như vậy sau khi thiết kế, đương nhiên hệ thống ống đảm bảo thoát thoát nước an toàn.

**6. Lập bảng tổng hợp lưu lượng nước thải cho toàn Thành phố:**

- *Nước thải từ khu dân cư:*

Từ hệ số không điều hòa $k_{ch}$ =1.4 ta xác định được sự phân bố nước thải theo các giờ trong ngày *(Xem bảng tổng hợp lưu lượng nước thải của Thành phố).*

- *Nước thải từ các bệnh viện:*

Từ hệ số không điều hòa $k_{ch}$ =2.5 ta xác định được sự phân bố nước thải theo các giờ trong ngày.

- *Nước thải từ trường học:*

Từ hệ số không điều hòa $k_{ch}$ =1.8 ta xác định được sự phân bố nước thải theo 12 tiếng hoạt động theo các giờ trong ngày.

- *Nước thải sản xuất từ các nhà máy:*

Nước thải sản xuất của các nhà máy thải điều hòa trong các giờ trong ngày

- *Nước thải sinh hoạt của công nhân trong các ca của nhà máy:*

Lượng nước thải này được tính theo bảng 5 - trang 14.

- *Nước tắm của công nhân được phân bố vào đầu các ca:*

*Ca1:6-7h*
*Ca2:14-15h*
*Ca3:22-23h*

Từ các số liệu đó, ta có bảng tổng hợp lưu lượng nước thải Thành phố và biểu đồ dao động nước thải của Thành phố.

**Bảng 6: Bảng tổng hợp lưu lượng nước thải của thành phố**

# PHẦN III: THIẾT KẾ MẠNG LƯỚI THOÁT NƯỚC

**1. Vách tuyến mạng lưới thoát nước:**

Vạch tuyến mạng lưới thoát nước là một khâu rất quan trọng trong công tác thiết kế mạng lưới thoát nước, nó ảnh hưởng trực tiếp đến giá thành xây dựng và giá thành hệ thống nói chung.

**Công tác vạch tuyến mạng lưới được tiến hành theo nguyên tắc sau:**

1. Triệt để lợi dụng địa hình để sao cho mạng lưới thoát nước tự chảy là chủ yếu, đảm bảo thu nước nhanh nhất vào đường ống chính của lưu vực và của toàn Thành phố.
2. Mạng lưới thoát nước phải phù hợp với hê thống thoát nước đã chọn.
3. Vạch tuyến hợp lý để chiều dài cống là nhỏ nhất, giảm độ sâu đặt cống nhưng cũng tránh đặt nhiều trạm bơm.
4. Đặt đường ống phải phù hợp với điều kiện địa chất thủy văn và tuân theo các quy định về khoảng cách đối với hệ thống công trình ngầm.
5. Hạn chế đặt đường ống thoát nước qua các sông, hồ và qua các công trình giao thông như đường sắt, đê, kè, Tuynen,...
6. Các cống góp chính phải đổ về trạm làm sạch và cống xả nước ra hồ chứa. Trạm xử lý đặt ở phía thấp so với địa hình Thành phố, nằm ở cuối nguồn nước, cuối hướng gió chính, đảm bảo khoảng cách vệ sinh đối với các khu dân cư và các xí nghiệp công nghiệp.

Do vậy, với địa hình có độ dốc giảm dần theo hướng Bắc- Nam, có sông chảy theo hướng Đông - Tây ta vạch tuyến theo phương án tập trung. Nước thải được các ống góp lưu vực, chảy vào ống chính rồi về trạm bơm để bơm vào trạm xử lý trước khi đổ ra sông. Cống chính được đặt dọc theo triền thấp nhất của Thành phố, gần song song với sông.

**2. Tính toán mạng lưới thoát nước**

**2.1 Lập bảng tính toán diện tích các ô thoát nước**

Diện tích các ô đất xây dựng và các lưu vực thoát nước được tính toán dựa trên đo đạc trực tiếp trên bản đồ quy hoạch Thành phố. Các kết quả tính toán được thể hiện trong các bảng sau:

| Khu vực 1 | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **STT** | **ký hiệu ô** | **Diện tích** | **STT** | **Ký hiệu Ô** | **Diện tích** |
| 1 | | 2.87 | 14 | a | 5.66 |
| 2 | a | 6.77 | | b | 6.15 |
| | b | 6.50 | | c | 5.73 |
| | c | 8.21 | | d | 5.42 |
| | d | 7.50 | 15 | a | 2.97 |
| 3 | a | 4.95 | | b | 4.01 |
| | b | 4.93 | | c | 3.73 |
| | c | 5.45 | | d | 3.89 |
| | d | 5.53 | 16 | a | 2.25 |
| 4 | a | 2.34 | | b | 2.37 |
| | b | 2.88 | | c | 1.88 |
| | c | 3.46 | | d | 2.27 |
| | d | 3.10 | 17 | a | 2.66 |
| 5 | a | 2.16 | | b | 2.59 |
| | b | 2.91 | | c | 2.80 |
| | c | 2.61 | | d | 2.86 |
| | d | 2.50 | 18 | a | 3.08 |
| 6 | a | 6.31 | | b | 3.17 |
| | b | 4.62 | | c | 2.20 |
| | c | 5.12 | 19 | a | 2.49 |
| | d | 5.84 | | b | 1.63 |
| 7 | a | 2.85 | | c | 2.43 |
| | b | 3.01 | 20 | a | 2.55 |
| | c | 2.82 | | b | 2.34 |
| | d | 2.79 | | c | 2.48 |
| 8 | a | 1.74 | | d | 2.55 |
| | b | 2.13 | 21 | a | 3.77 |
| | c | 1.92 | | b | 3.50 |
| | d | 1.84 | | c | 4.01 |
| 9 | a | 2.11 | | d | 3.71 |
| | b | 2.50 | 22 | a | 1.86 |
| | c | 2.50 | | b | 2.21 |
| | d | 2.56 | | c | 2.26 |
| 10 | a | 6.79 | | d | 2.04 |
| | b | 5.79 | 23 | a | 1.71 |
| | c | 5.55 | | b | 2.26 |
| | d | 5.47 | | c | 1.72 |
| 11 | a | 3.22 | 24 | a | 2.03 |
| | b | 3.35 | | b | 1.61 |
| | c | 2.94 | | c | 1.65 |
| | d | 3.05 | 25 | a | 2.28 |
| 12 | a | 4.63 | | b | 2.19 |
| | b | 4.86 | | c | 2.24 |
| | c | 4.62 | | d | 2.72 |
| | d | 4.69 | ∑ | | 317.30 |
| 13 | a | 2.52 | | | |
| | b | 2.84 | | | |
| | c | 2.97 | | | |
| | d | 2.72 | | | |

| Khu vực 2 | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **STT** | **Ký hiệu Ô** | **Diện tích** | **STT** | **Ký hiệu Ô** | **diện tích** |
| 26 | a | 1.64 | 37 | a | 7.35 |
| | b | 1.71 | | b | 6.36 |
| | c | 1.60 | | c | 7.71 |
| | d | 1.86 | | d | 7.58 |
| 27 | a | 2.24 | 38 | a | 4.56 |
| | b | 2.26 | | b | 4.27 |
| | c | 2.43 | | c | 4.99 |
| | d | 2.53 | | d | 4.97 |
| 28 | a | 4.69 | 39 | a | 2.27 |
| | b | 4.03 | | b | 2.53 |
| | c | 3.82 | | c | 2.79 |
| | d | 3.78 | | d | 2.55 |
| 29 | a | 2.21 | 40 | a | 3.03 |
| | b | 2.44 | | b | 3.07 |
| | c | 2.10 | | c | 3.37 |
| | d | 2.43 | | d | 3.05 |
| 30 | a | 3.86 | 41 | a | 1.94 |
| | b | 4.01 | | b | 2.17 |
| | c | 4.14 | | c | 1.90 |
| | d | 4.12 | | d | 1.95 |
| 31 | a | 2.33 | 42 | a | 3.10 |
| | b | 2.52 | | b | 3.19 |
| | c | 2.59 | | c | 2.97 |
| | d | 2.60 | | d | 2.99 |
| 32 | a | 5.17 | 43 | a | 4.33 |
| | b | 5.05 | | b | 2.56 |
| | c | 5.36 | | c | 0.82 |
| | d | 4.82 | | d | 1.98 |
| 33 | a | 3.18 | 44 | a | 7.31 |
| | b | 3.85 | | b | 6.53 |
| | c | 3.56 | | c | 10.44 |
| | d | 3.47 | | d | 7.47 |
| 34 | a | 2.00 | 45 | a | 8.85 |
| | b | 2.12 | | b | 9.31 |
| | c | 2.30 | | c | 9.87 |
| | d | 2.45 | | d | 7.95 |
| 35 | a | 3.19 | 46 | a | 3.72 |
| | b | 2.79 | | b | 3.80 |
| | c | 3.03 | | c | 4.13 |
| | d | 3.42 | | d | 4.06 |
| 36 | a | 4.27 | ∑ | | 323.97 |
| | b | 4.48 | | | |
| | c | 3.79 | | | |
| | d | 3.88 | | | |

**2.2 Xác định lưu lượng tính toán cho các đoạn ống tính toán**

Trước tiên, để tính lưu lượng cho từng đoạn ống, ta đi tính lưu lượng riêng cho từng khu vực thoát nước.

♦ *Xác đinh lưu lượng riêng:*

Bố trí Bệnh viện và Trường học đều trên toàn bộ diện tích thành phố, tức là khu vực I có 3 bệnh viện, 5 trường học. khu vực II có 2 bệnh viện, 5 trường học.

* Lưu lượng công cộng được phân phối cho khu vực I:

$Q^{I}_{\text{công cộng}}$ = 787.5 x 3 : 5 + 787.28 x 5 : 10 = 866.14 *($m^3$/ngđ)*

- Xác định lưu lượng riêng của khu vực I:

$Q^{I}_{cc}$ = 866.14 *($m^3$/ngđ)*

Tiêu chuẩn thoát nước công cộng của khu vực I là:

$$q_{cc} = \frac{\sum Q^{I}_{cc} \times 1000}{N_1} = \frac{866.14 \times 1000}{106108} = 8.16 \ \textit{(l/người.ngày)}$$

Tiêu chuẩn thoát nước của khu vực I sau khi đã trừ đi $q_{cc}$ là:

$q_n = q^1_0 - q_{cc}$ = 120 – 8.16 = 111.84 *(l/người.ngày)*

Do vậy, $q^{I}_{r} = \frac{111.84 \times 418}{86400} = 0.541$ *(l/s.ha)*

*Lưu lượng công cộng được phân phối cho khu vực II:

$Q^{II}_{\text{công cộng}}$ = 2 x 787.5 : 5 + 5 x 787.28 : 10 = 708.64 *($m^3$/ngđ)*

- Xác định lưu lượng riêng của khu vực II:

$Q^{II}_{cc}$ = 708.64*($m^3$/ngđ)*

Tiêu chuẩn thoát nước công cộng của khu vực 2 là:

$$q_{cc} = \frac{\sum Q^{II}_{cc} \times 1000}{N_2} = \frac{708.64 \times 1000}{90712} = 7.81 \ \textit{(l/người.ngày)}$$

Tiêu chuẩn thoát nước của khu vực II sau khi đã trừ đi $q_{cc}$ là:

$q_n = q^{1I}_0 - q_{cc}$ = 105 – 7.81 = 97.19 *(l/người.ngày)*

Do vậy, $q^{II}_{r} = \frac{97.19 \times 350}{86400} = 0.394$ *(l/s.ha)*

♦ *Xác định lưu lượng trên các đoạn cống của tuyến tính toán:*

Lưu lượng tính toán của từng đoạn ống được coi như chảy vào đầu đoạn cống và được xác định theo công thức:

$$q^{n}_{tt} = (q^{n}_{dđ} + q^{n}_{\text{nhánh bên}} + q^{n}_{vc}).k_{ch} + \sum q_{ttrung}$$

*Trong đó:*

- $q^{n}_{tt}$: Lưu lượng tính toán cho đoạn cống thứ n.
- $q^{n}_{dđ}$: Lưu lượng dọc đường của đoạn cống thứ n.

$q^n_{dd} = \sum F.q_r$ *(ở đây, F là tổng diện tích của tất cả các tiểu khu đổ nước thải theo dọc tuyến cống đang xét,* $q_r$ *là lưu lượng riêng của khu vực chứa tiểu khu).*

- $q^n_{nhánh\ bên}$: Lưu lượng nhánh bên đổ vào đoạn cống thứ n,

  $q^n_{nhánh\ bên} = \sum F'.q_r$ *(ở đây,* $\sum F'$ *là tổng diện tích của tất cả các tiểu khu đổ vào các nhánh bên).*
- $q^n_{vc}$ : Lưu lượng vận chuyển qua đoạn ống thứ n, là tổng lưu lượng dọc đường, nhánh bên, vận chuyển của đoạn cống phía trước đoạn cống tính toán,
- $k_{ch}$ : Hệ số không điều hoà chung, xác định dựa vào tổng lưu lượng nước thải của đoạn cống đó.
- $q_{ttrung}$: Lưu lượng tính toán của các công trình công cộng, xí nghiệp công nghiệp được quy ước là đổ vào đầu đoạn cống tính toán.

Dựa vào công thức trên, ta tính dược lưu lượng cho từng đoạn cống. Kết quả tính toán cho tuyến cống tính toán được thể hiện trong bảng thống kê lưu lượng theo tuyến cống chính - *Bảng 9*.

*Ghi chú: Trong khi xác định lưu lượng tính toán cho các đoạn cống của mạng lưới, ta đã dùng công thức sau để xác định hệ số không điều hoà:*

$$K_{ch} = \frac{2.69}{q_{tb}^{0.121}}$$

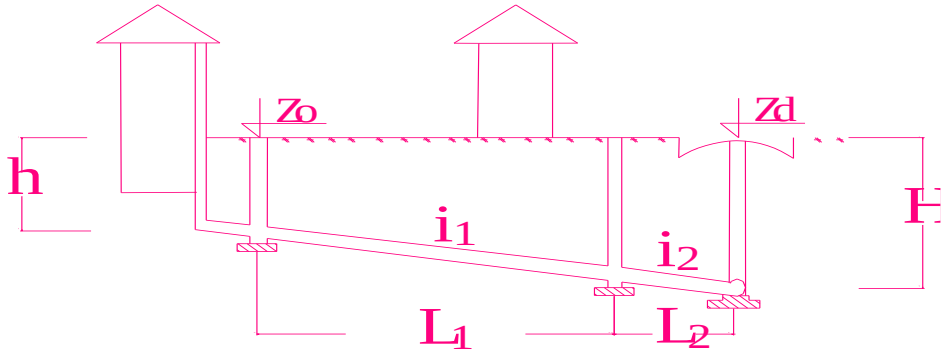
## 3. Tính toán độ sâu đặt cống đầu tiên cho các tuyến cống tính toán

### 3.1. Độ sâu đặt cống đầu tiên của tuyến cống tính toán

Căn cứ vào bảng tính toán cho từng đoạn cống ở trên, ta tiến hành tính toán thuỷ lực cho từng đoạn cống để xác định được: Đường kính ống D, độ dốc thuỷ lực i, vận tốc dòng chảy v sao cho phù hợp với các yêu cầu về đường kính nhỏ nhất, độ đầy tính toán, tốc độ chảy tính toán, độ dốc đường cống, độ sâu đặt cống được đặt theo quy phạm.

Độ sâu đặt cống nhỏ nhất của tuyến cống được tính theo công thức:

$$H = h + \Sigma (iL_1 + iL_2) + Z_d - Z_0 + \Delta d \ (m)$$




*Trong đó:*

- h: Độ sâu đặt cống đầu tiên của cống trong sân nhà hay trong tiểu khu, lấy bằng (0.2÷0.4) m +d - *Với d là đường ống trong tiểu khu*. Lấy h = 0.3 *(m)*,
- i : Độ dốc của cống thoát nước tiểu khu hay trong sân nhà tính bằng 2‰,
- L1: Chiều dài đoạn nối từ giếng kiểm tra tới cống ngoài đường phố - m.
- L2: Chiều dài của cống trong nhà (hay tiểu khu) – m.
- $Z_0$: Cao độ của giếng thăm xa nhất của của MLTN sân nhà 29.8 m
- $Z_d$: Cao độ mặt đất tại điểm đầu của tuyến cống đường phố 30.2 m
- Δd: Độ chênh giữa kích thước của cống thoát nước đường phố với cống thoát nước trong sân nhà *(tiểu khu)*.

$$\Delta d = D_{\text{đường phố}} - D_{\text{tiểu khu}} = 200 - 150 = 50\ (mm) = 0.05\ (m)$$

Lấy tuyến cống 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12,13,14 TB làm tuyến cống tính toán.

*Với:*
- $i_1 = i_2 = 0.002$
- $L_1 = 108.03\ (m)$
- $L_2 = 3\ (m)$
- $h = 0.3\ (m)$
- $\Delta d = 0.05\ (m)$
- $Z_d = 30.2\ (m)$
- $Z_0 = 29.8\ (m)$

Vậy độ sâu đặt cống đầu tiên của tuyến cống tính toán là:

$$H = 0.3 + (0.002 \times 108.03 + 0.002 \times 3) + 30.2 - 29.8 + 0.05\ (m)$$

$$\Rightarrow H = 0.972\ (m)$$

**3.2. Độ sâu đặt cống đầu tiên của tuyến cống kiểm tra**

Lấy tuyến hai tuyến cống A - 10 làm tuyến cống kiểm tra. Việc tính toán kiểm tra là ta đi tính xem độ sâu đặt cống theo các tuyến kiểm tra tại giếng 5 có đảm bảo để nước thải đổ được vào giếng theo tuyến tính toán hay không; nếu không đảm bảo thì phải chọn lại tuyến tính toán.

- *Chiều sâu đặt cống đầu tiên tại tuyến kiểm tra 1*

$$H = h + \Sigma (iL_1 + iL_2) + Z_d - Z_0 + \Delta d \ (m)$$

*Với:*
$i_1 = i_2 = 0.002$
$L_1 = 3 \ (m)$
$L_2 = 120.6 \ (m)$
$h = 0.4 \ (m)$
$\Delta d = 0.05 \ (m)$
$Z_d = 29.9 \ (m)$
$Z_0 = 29.7 \ (m)$

$$\Delta d = D_{\text{đường phố}} - D_{\text{tiểu khu}} = 200 - 150 = 50 \ (mm) = 0.05 \ (m)$$

Vậy độ sâu đặt cống đầu tiên của tuyến cống kiểm tra 1 là:

$$H_1 = 0.4 + (0.002 \times 120.6 + 0.002 \times 3) + 29.9 - 29.7 + 0.05 \ (m)$$

$$\Rightarrow H_1 = 0.897 (m)$$

Sau khi xác định độ sâu đặt cống đầu tiên, ta tiếp tục xác định cốt đáy cống cho các đoạn cống tiếp theo. Các đoạn cống được nối theo mặt nước khi chiều cao lớp nước đoạn cống phía sau lớn hơn chiều cao lớp nước đoạn cống phía trước; còn khi chiều cao lớp nước đoạn cống phía sau là nhỏ hơn thì nối theo đáy cống.

Khi tính toán thuỷ lực các tuyến cống ta phải khống chế độ sâu đặt cống, chiều sâu đặt cống không được lớn quá vì như thế sẽ khó khăn cho việc thi công và tốn kém về mặt kinh tế. Khi chiều sâu đặt cống lớn - *lớn hơn 6 m* , ta phải đặt các trạm bơm cục bộ để giảm chiều sâu đặt cống của các đoạn tiếp theo.

Dưới đây là các **Bảng xác định lưu lượng tính toán** và **Bảng tính toán kiểm tra thuỷ lực** tuyến cống tính toán và tuyến cống kiểm tra.

Theo **Bảng tính toán kiểm tra thuỷ lực** các tuyến cống ta thấy tuyến cống 1 - 14 là tuyến cống bất lợi nhất.

Kết quả tính toán tuyến kiểm tra A - 10 ta thấy tuyến cống này có cao độ mực nước tại điểm 10 là 21.06 (m), cao hơn cao độ mực nước tại điểm 10 của tuyến cống tính toán là 15.77 (m) do đó tại đây đảm bảo được nước chảy vào tuyến cống chính. Như vậy công tác tính toán thuỷ lực mạng lưới đảm bảo vận chuyển nước thải đến trạm xử lý.

## 4. Tính toán hệ thống thoát nước mưa

### 4.1. Vạch tuyến hệ thống thoát nước mưa

○ *Nguyên tắc:*

Mạng lưới thoát nước mưa là một khâu được thiết kế nhằm đảm bảo thu và vận chuyển nước mưa ra khỏi đô thị một cách nhanh nhất, chống hiện tượng úng ngập đường phố và các khu dân cư. Để đạt được yêu cầu đó, khi vạch tuyến chúng ta phải dựa trên một số nguyên tắc sau:

1. Nước mưa được xả thẳng vào nguồn *(sông, hồ gần nhất bằng cách tự chảy).*
2. Tránh xây dựng các trạm bơm thoát nước mưa.
3. Tận dụng các ao hồ sẵn có để làm hồ điều hoà.
4. Khi thoát nước mưa không làm ảnh hưởng tới vệ sinh môi trường và quy trình sản xuất.
5. Không xả nước mưa vào những vùng không có khả năng tự thoát, vào các ao tù nước đọng và các vùng dễ gây xói mòn.

Ta vạch tuyến hệ thống thoát nước mưa theo sơ đồ thẳng góc, nước mưa cùng với nước thải sản xuất quy ước sạch được góp vào các tuyến cống rồi đổ thẳng ra sông.

Đối với sơ đồ tính toán nước mưa thì ta chỉ tính toán cho một tuyến bất kỳ.

### 4.2. Tính toán diện tích mặt bằng tuyến tính toán

Dưới đây là bảng tính toán diện tích các ô thoát nước mưa.

| STT | Ký hiệu Ô | Diện tích |
|---|---|---|
| 2 | m | 13.77 |
| | n | 15.21 |
| 10 | m | 11.68 |
| | n | 11.91 |
| 18 | | 8.45 |
| 19 | | 6.56 |
| 28 | m | 8.05 |
| | n | 8.28 |
| 36 | m | 8.69 |
| | n | 7.73 |
| 43 | m | 4.58 |
| | n | 5.11 |
| Tổng | | 110.02 |

Formatted Table

### 4.3. Cường độ mưa tính toán

Cường độ mưa tính toán được xác định theo công thức:

$$q = \frac{(20+b)^n \times q_{20} \times (1+C\lg P)}{(t+b)^n}$$

*Trong đó:*

- Các hệ số $q_{20}$, b, n, P là các thông số đã cho để tính toán, đã được cho như sau:

$$\begin{cases} q_{20} = 319.5 \\ b = 17.59 \\ C = 0.2429 \\ n = 0.7246 \end{cases}$$

- t: Thời gian mưa - *tính bằng phút.*

Căn cứ vào đặc điểm vùng thoát nước mưa, đặc điểm địa hình và khí hậu của thành phố (thuộc địa phận tỉnh Bắc Ninh) ta lấy chu kỳ tràn cống P = 2; khi đó, với các giá trị đã biết trước của t, ta tính được q cho từng đoạn cống tính toán để đưa và công thức tính toán lưu lượng nước mưa cho tuyến cống đó.

**4.4. Xác định thời gian mưa tính toán**

Thời gian mưa tính toán được xác định theo công thức:

$$t = t_m + t_r + t_c \text{ (phút)}$$

- *tm: thời gian nước chảy từ điểm xa nhất trên lưu vực đến rãnh, do không có mương thoát nước nên lấy tm= 10 (phút).*
- *tr: thời gian nước chảy trên rãnh đến giếng thu đầu tiên được tính theo công thức:*

$$t_r = 1.25 \text{ x } \Sigma \frac{l_r}{v_r} \text{ (phút)}$$

*Với $l_r$, $v_r$ là chiều dài và vận tốc nước chảy ở cuối rãnh thu nước mưa. Lấy trung bình sơ bộ ta có $l_r$ = 2305 (m), $v_r$ = 0,6 (m/s). 11,25 là hệ số kể đến sự tăng dần vận tốc ở trong rãnh. Vậy ta có $t_r$ = 1,25 x $\frac{230}{0.6\times 60}$ = 10,67.99 (phút).*

- $t_c$: thời gian nước chảy trong cống từ giếng thu đến tiết diện tính toán; được tính theo công thức:

$$t_c = 2 \text{ x } \Sigma \frac{l_r}{v_c} \text{ (phút)}$$

  - $l_c$: chiều dài đoạn cống tính toán,
  - $v_c$: Vận tốc nước chảy trong cống.

**4.5. Xác định hệ số dòng chảy**

Số liệu thành phần mặt phủ của Thành phố theo tỷ lệ được lấy theo tỷ lệ phần trăm và được tính theo bảng sau đây:

| Loại mặt phủ | % | Diện tích | Hệ số φ |
|---|---|---|---|
| Mái nhà | 350 | 38.50722,19 | 0.9,95 |
| Đường bê tông | 15 | 16.50311,09 | 0,,9 |
| Đường rải đá to | 10 | 11.0027,40 | 0,,5 |
| Đường rải đá dămĐường rải đá cuội, sỏi | 55 | 5.5013,70 | 0.60,45 |
| Mặt đất đá san nền | 20 | 22.004 | 0.4 |
| Bãi cỏMặt đất đá san nền | 2020 | 22.00414,79 | 0.10,4 |

Do diện tích mặt phủ ít thấm nước lớn hơn 30% tổng diện tích Thành phố nên hệ số dòng chảy được tính toán không phụ thuộc vào cường độ mưa và thời gian mưa. Khi đó hệ số dòng chảy được lấy theo hệ số dòng chảy trung bình:

$$\varphi_m = \frac{\sum \varphi_i F_i}{\sum F_i} = 0,5965$$

**4.6. Chọn chiều sâu đặt cống đầu tiên**

Chiều sâu đặt cống đầu tiên được xác định đảm bảo đặt cống dưới nền đường tránh được tác dụng cơ học của các xe cộ đi lại,...

$$H = h + D \ (m)$$

*Trong đó:*

- h = 0,7 *(m)* là chiều sâu đặt cống tính từ mặt đất đến đỉnh cống.
- D đường kính ống, lấy = 0,5 *(m)*

$$\Rightarrow \quad H = 0,7 + 0.5 = 1.2 \ (m)$$

**4.7. Xác định lưu lượng tính toán**

Lưu lượng tính toán mạng lưới thoát nước mưa được tính theo phương pháp cường đội giới hạn.

$$Q_{tt} = F \times q \times \varphi\psi_{tb} \ (l/s)$$

Từ đó ta có bảng tính toán thuỷ lực mạng lưới thoát nước mưa.

Từ bảng tính toán thuỷ lực ta thấy tại mọi điểm tính toán, chiều sâu đặt cống đều đảm bảo an toàn cho công tác bảo vệ cống.

# PHẦN IV: THIẾT KẾ TRẠM BƠM THOÁT NƯỚC

## 1. Xác định lưu lượng làm việc của bơm

Lưu lượng làm việc của máy bơm và số bơm đặt trong trạm được chọn dựa vào chế độ nước chảy đến trạm bơm. Đặc biệt là giờ có lượng nước chảy đến lớn nhất $Q^h_{max}$ và giờ có lưu lượng nước chảy đến ít nhất $Q^h_{min}$ .

- Lưu lượng của giờ thải nước lớn nhất: $Q^h_{max} = 6.76\ \%Q_{ngđ}$
- Lưu lượng của giờ thải nước nhỏ nhất: $Q^h_{min} = 1.46\ \%Q_{ngđ}$

Nguyên tắc chọn lưu lượng của Trạm bơm là $Q_T \geq Q^h_{max}$ để đảm bảo an toàn. Xong không chọn lớn hơn nhiều quá vì như vậy sẽ không kinh tế vì phải chọn bơm lớn hơn, đường kính ống đẩy và khối tích công trình xử lý sẽ lớn hơn. Tuy nhiên cũng không chọn nhỏ hơn $Q^h_{max}$ vì như thế sẽ có nguy cơ xảy ra hiện tượng ngập ống dẫn nước đến trạm bơm.

Vì các lý do đó ta chọn $Q_T = Q^h_{max}$.

Lưu lượng của giờ thải nước lớn nhất là:

$$Q^h_{max} = 6.76 \text{ x } \%Q_{ngđ} = \frac{6.76 \times 28855.64}{100} = 1950.64\ (m^3/h)$$

Do đó lưu lượng của Trạm bơm là:

$$Q_T = 1950.64\ (m^3/h)$$

$$\Rightarrow \quad Q_T = \frac{1950.64 \times 1000}{3600} = 541.84\ (l/s)$$

Với công suất thiết kế lớn 1950.64 ($m^3$/h) nên ta cũng không chọn số bơm công tác ít hơn 2 vì sẽ ảnh hưởng tới các yếu tố kinh tế kỹ thuật. Vì khi đó công suất làm việc của bơm phải tăng lên *(tức là khi đó công suất làm việc của bơm lớn)* năng lượng khởi động lớn dễ gây ra va đập gây tổn hao đến tuổi thọ của máy bơm và khó *(hoặc rất tốn kém)* để lựa chọn được thiết bị điều khiển đóng mở máy. Vì vậy theo kinh nghiệm, ta chọn tổng số 3 bơm, trong đó:

- 2 bơm công tác.
- 1 bơm dự trữ trên bệ.

Lưu lượng của một bơm công tác là:

$$Q_b = \frac{Qt}{2 \times 0.9} = \frac{541.84}{2 \times 0.9} = 301.02(l/s)$$

Ta đã biết, lưu lượng của hai bơm khi cùng làm việc song song nhỏ hơn lưu lượng làm việc của từng bơm khi chúng làm việc riêng rẽ cho nên đáng ra ở công thức trên ta phải nhân thêm với hệ số giảm lưu lượng. Tuy nhiên đây mới là bước xác định lưu lượng làm việc của bơm để tiến hành chọn bơm, sau đó mới đi xác định chính xác điểm làm việc của bơm khi hai bơm cùng làm việc song song nên ta chấp nhận kết quả trên.

**2. Xác định dung tích bể thu nước thải**

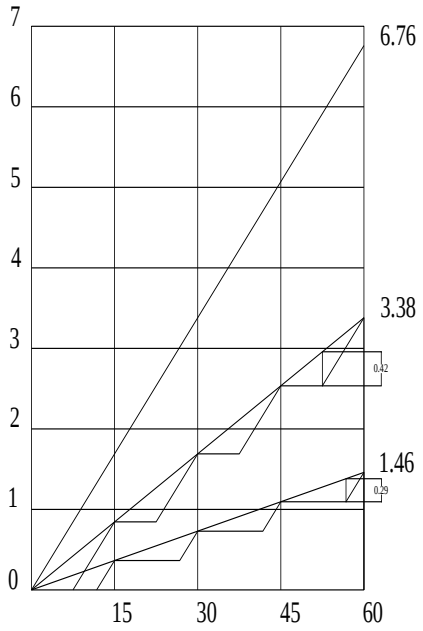
Do lưu lượng thu nước thải chảy đến trạm bơm thay đổi theo giờ trong ngày nên cần phải xây dựng bể thu để điều hoà lưu lượng cấp cho máy bơm hoạt động ổn định hơn.

Bể thu nước thải phải thoả mãn các điều kiện:

1. Thể tích bể $W_b \leq 50\% Q_h^{Max}$ để tránh thối rữa trong bể.
2. $W_b \geq 5' Q_h^{Max}$ *(5 phút bơm của máy bơm trong giờ lớn nhất)* để bơm hoạt động được hiệu quả, tránh việc đóng mở máy nhiều lần.

Chọn chế độ điều khiển bơm tự động, số lần đóng mở bơm là 3 lần trong giờ một giờ để đảm bảo chế độ bơm gần với chế độ thải nước.

Xác định dung tích bể bằng phương pháp dùng **biểu đồ tích luỹ nước thải** *(xem biểu đồ)*.



Trục hoành biểu diễn thời gian - *tính bằng phút.*

Trục tung biểu diễn lưu lượng nước chảy đến bể trong 1giờ - *tính bằng % $Q_{ngđ}$*

Có: $Q^h_{max} = 6.76\ \%Q_{ngđ}$

$Q^h_{min} = 1.46\ \%Q_{ngđ}$

Trong giờ thải nước lớn nhất, đường biểu diễn lượng nước đến và lượng nước đi trùng nhau, bơm làm việc liên tục. Trong các giờ khác, lượng nước chảy đến ít hơn, bơm làm việc gián đoạn.

Chọn thời điểm đóng mở bơm trong một giờ là vào 15', 30', 45' và 60'. Khi nước chảy đến ít, bể cạn nước, các bơm được ngắt ra. Khi bể đầy nước đến mức cho phép bơm lại được đóng lại và cùng làm việc.

Đường biểu diễn chế độ bơm sau khi ngắt song song với trục hoành còn đường sau khi mở máy song song với đường nước đến và bơm nước đi trong giờ thải nước lớn nhất.

Hiệu tung độ giữa đường nước đến và đường nước đi khi tính toán với giờ thải nước trung bình $Q^h_{TB} = 3.38\ \%Q_{ngđ}$ cho ta dung tích cần thiết của bể thu là $0.42\%Q_{ngđ}$

Hiệu tung độ giữa đường nước đến và đường nước đi khi tính toán với đường nước đến ít nhất $Q^h_{min} = 1.46\ \%Q_{ngđ}$ cho ta dung tích cần thiết của bể thu là $0.29\%Q_{ngđ}$

Do lưu lượng trạm bơm lớn, ta tính dung tích bể theo lưu lượng giờ trung bình :

$$W_b = 0.42\ \%\ Q_{ngđ} = \frac{0.42 \times 28855.64}{100} = 121.19\ (m^3)$$

Kiểm tra các giá trị của $W_b$ theo hai điều kiện:

1. $50\%\ Q_h^{Max} = \frac{0.5 \times 6.76 \times 28855.64}{100} = 975.32\ (m^3)$
2. Lượng nước do một máy bơm bơm được trong 5 phút là:

$$Q_{5'} = \frac{301.02 \times 60 \times 5}{1000} = 90.306\ (m^3)$$

Rõ ràng ta thấy $W_b < 50\%\ Q_h^{Max} = 975.32\ (m^3)$

$W_b > 5'\ Q_h^{Max} = 90.306\ (m^3)$

Như vậy dung tích bể theo tính toán ở trên đảm bảo cả hai điều kiện trên. Vậy chọn bể thu nước thải có dung tích $W_b = 121.19\ (m^3)$

**3. Xác định cột áp toàn phần máy bơm**

Công thức $H_b = H_{đh} + h_h + h_d + h_{dự\ trữ}$

*Trong đó*

- $H_{đh}$: Chiều cao bơm nước địa hình, bằng hiệu cao trình mực nước cao nhất trên công trình làm sạch hoặc giếng thu nước và cao trình mép trên hố tập trung nước (m).

- $h_{dự\ trữ}$ : Cột áp dự trữ, lấy bằng 0.5 *(m)*.
- $h_h$ : Tổn thất áp lực trên đường ống hút (m).
- $h_đ$ : Tổn thất áp lực trên đường ống đẩy (m).

Lần lượt đi tính toán các giá trị này đối với 1 bơm bất lợi nhất trong hệ thống.

### 3.1. Xác định chiều cao bơm nước địa hình $H_{đh}$

Chọn:

- Chiều sâu mực nước công tác từ đáy cống xả đến đáy bể thu nước là 2 *(m)* .
- Đáy bể có độ dốc 0.1 về phía hố thu nước.
- Mép trên hố thu nước cao hơn đáy hố 0.5 *(m)*

Do cao trình đáy cống xả theo thiết kế là 19.42 *(m)* nên cao trình mép trên hố thu nước = 19.42 – 2 = 17.42 *(m)*.

Vậy, $H_{đh} = \nabla_{MNCN}^{TXL} - \nabla_{HTN}^{Mép\ trên} = 30 – 17.53 = 12.47$ *(m)*

### 3.3. Xác định tổn thất trên đường ống đẩy $h_đ$

$$h_đ = h_đ^{dđ} + h_đ^{cb}$$

*a.* *Tổn thất áp lực dọc đường trên đường ống* $h^{dđ}_đ$

$$h_đ^{dđ} = i \times l_đ$$

*Trong đó:*

- i: Tổn thất áp lực đơn vị trên đường ống đẩy.

Xét trường hợp hai bơm cùng làm việc song song trên hai đường ống, khi đó lưu lượng mỗi bơm cũng chính bằng lưu lượng mỗi ống. Do đó: $Q_b = Q_{ống} = 301.02$ *(l/s)*.

Chọn loại ống đẩy là ống thép cũ, tra bảng ta có:

- Đường kính ống đẩy: $D_đ = 500$ *(mm)*
- Vận tốc nước chảy trên đường ống đẩy: $V_đ = 1.44$ *(m/s)*
- Tổn thất áp lực đơn vị: i = 0.00524

Vậy $h^{dđ}_đ = 0.00524 \times 100 = 0.524$ *(m)*

*b.* *Tổn thất áp lực cục bộ trên đường ống đẩy* $h^{cb}_đ$

Với trạm bơm, ta bố trí hai đường ống đẩy, tổn thất áp lực được xác định theo công thức:

$$h_đ^{cb} = \sum\xi \frac{V^2}{2g} \ (m)$$

*Trong đó:*

- $\sum\xi$ : Tổng hệ số tổn thất cục bộ trên đường ống đẩy

$$\sum\xi = \xi_{van} + 4\xi_{Cút} + 3\xi_{Khoá} + \xi_{Côn\ mở} + \xi_{Tê}$$

$$= 1.7 + 4\times0.5 + 3\times1 + 0.25 + 1.5 = 8.45$$

$$\Rightarrow h_d^{cb} = \sum\xi \frac{V^2}{2g} = 8.45 \text{ x } \frac{1.44^2}{2\times9.81} = 0.893\ (m)$$

Vậy $h_d = h^{dd}_d + h^{cb}_d$

$= 0.524 + 0.893 = 1.417\ (m)$

Và kết quả ta tính được cột áp toàn phần của máy bơm:

$$H_b = H_{đh} + h_h + h_d + h_{dự\ trữ}$$

$= 12.47 + 1.417 + 0.5 = 14.387\ (m)$

- ***Chọn bơm***

Với $Q_b$ = 301.02 *(l/s)*

$H_b$ = 14.387 *(m)*

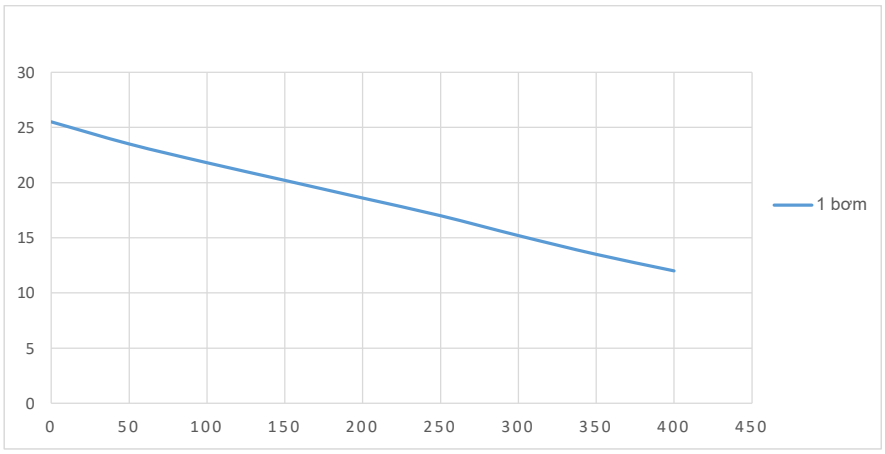
Tra **"Sổ tay máy bơm" - (2)**, ta chọn loại bơm KRT K300 - 400/408/408/806X1

Mã bơm 2311, P = 56 KW

## 4. Xác định điểm làm việc cơ bản của bơm

### 4.1. Dựng đường đặc tính bơm

Từ loại bơm đã chọn, theo số liệu kỹ thuật ta có ngay đường đặc tính bơm tương ứng của bơm KRT K300 - 400/408/408/806X1. Dạng đường đặc tính bơm có dạng như sau:




### 4.2 .Dựng đường đặc tính ống

Ta dựng đường đặc tính ống cho một đường ống.

Phương trình đặc tính đường ống có dạng:

$$H_{ống} = H_{đh} + \sum h$$

*Trong đó:*

- $H_{đh}$ : Chiều cao bơm nước địa hình của máy bơm, $H_{đh}$ = 12.47 *(m)*
- $\sum h$ : Tổng tổn thất trên đường ống hút và đường ống đẩy

$$\sum h = S.Q^2 \Rightarrow S = \frac{\sum h}{Q^2}$$

*Với: S - sức cản của đường ống; Q - lưu lượng nước vận chuyển qua đường ống*

*Ở trên ta đã có lưu lượng tính toán đường ống hút và đường ống đẩy là* $Q_{ống}$ = 261,68 *(l/s), ta cũng đã tính được tổn thất trên hai đường ống đó:*

$$\sum h = h_h + h_đ = 0.091 + 1.417 = 1.508 \text{ (m)}$$

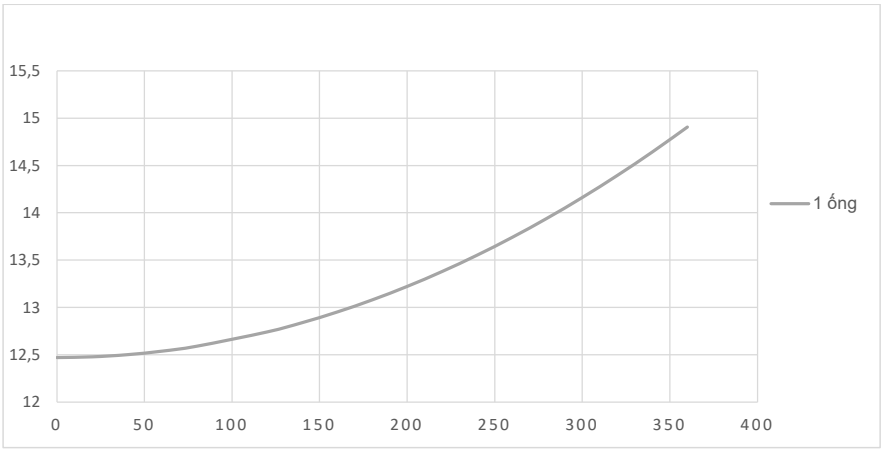
*Vậy hệ số sức kháng của đường ống:* $S = \frac{\sum h}{Q^2} = \frac{1.508}{301.02^2} = 0.0000166$

Sau đây ta sẽ lập bảng để dựng đường đặc tính ống.

| $Q_{ống}$ | $H_{đh}$ | S | $SQ^2$ | $H_ô$ |
|---|---|---|---|---|
| **0** | **12.47** | **0.0000166** | **0** | **12.47** |
| **20** | **12.47** | **0.0000166** | **0.00664** | **12.47664** |
| **40** | **12.47** | **0.0000166** | **0.02656** | **12.49656** |
| **60** | **12.47** | **0.0000166** | **0.05976** | **12.52976** |
| **80** | **12.47** | **0.0000166** | **0.10624** | **12.57624** |
| **120** | **12.47** | **0.0000166** | **0.23904** | **12.70904** |
| **140** | **12.47** | **0.0000166** | **0.32536** | **12.79536** |
| **160** | **12.47** | **0.0000166** | **0.42496** | **12.89496** |
| **180** | **12.47** | **0.0000166** | **0.53784** | **13.00784** |
| **200** | **12.47** | **0.0000166** | **0.664** | **13.134** |
| **220** | **12.47** | **0.0000166** | **0.80344** | **13.27344** |
| **240** | **12.47** | **0.0000166** | **0.95616** | **13.42616** |
| **260** | **12.47** | **0.0000166** | **1.12216** | **13.59216** |
| **280** | **12.47** | **0.0000166** | **1.30144** | **13.77144** |
| **300** | **12.47** | **0.0000166** | **1.494** | **13.964** |
| **320** | **12.47** | **0.0000166** | **1.69984** | **14.16984** |
| **340** | **12.47** | **0.0000166** | **1.91896** | **14.38896** |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **360** | **12.47** | **0.0000166** | **2.15136** | **14.62136** |

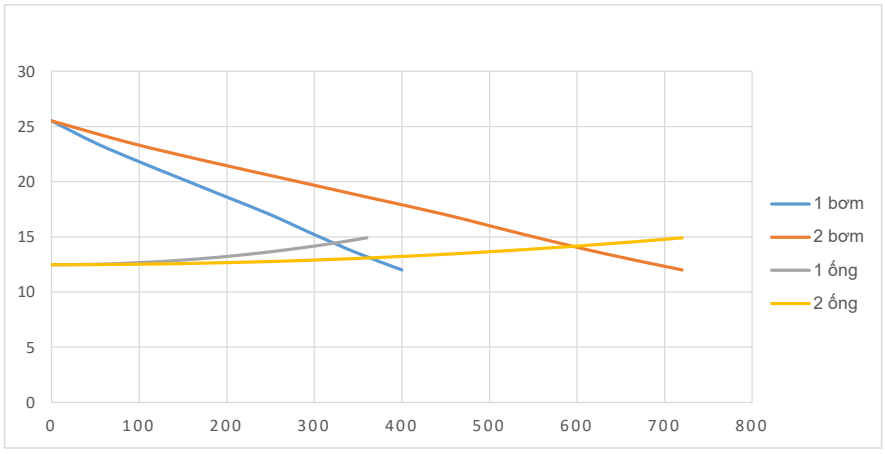
Theo bảng trên, ta lập được biểu đồ đường đặc tính ống như hình vẽ




Để bơm làm việc ổn định được trong hệ thống, năng lượng do bơm cấp vào phải bằng năng lượng yêu cầu của hệ thống, mà:

- Năng lượng do bơm cấp vào được biểu thị qua đường đặc tính bơm.
- Năng lượng yêu cầu của hệ thống được biểu thị qua đường đặc tính đường ống.

Vậy điểm làm việc của bơm trong hệ thống là giao điểm của đường đặc tính bơm và đường đặc tính đường ống. Bằng đồ thị biểu diễn đường đặc tính bơm và đặc tính đường ống dưới đây, ta xác định được điểm làm việc của bơm trong hệ thống:



Khi trạm bơm làm việc bình thường: Hai bơm làm việc song song trên hai đường ống.

Theo tính toán ở trên ta đã có lưu lượng và cột áp yêu cầu của hệ thống là:

$$Q^{y/c}_T = Q^h_{max} = 541.84 \ (l/s)$$

$$H^{y/c}_b = 14.387 \ (m)$$

Điểm làm việc của hai bơm ghép song song trong hệ thống có:

$$Q_b = 580 \ (l/s)$$

$$H_b = 14.5 \ (m)$$

Kiểm tra lại độ chênh lưu lượng và cột áp so với yêu cầu:

$$\Delta Q = \frac{580 - 541.84}{541.84} \times 100\% = 7.04\ \%$$

$$\Delta H = \frac{14.5 - 14.387}{14.387} \times 100\% = 0.79\ \%$$

Ta thấy độ chênh lưu lượng và cột áp nhỏ trong phạm vi cho phép có thể đóng mở bớt van, khoá trong quá trình hoạt động của các bơm nên bơm ta chọn đáp ứng được lưu lượng và cột áp yêu cầu.

### 4.3. Kiểm tra đường ống khi có sự cố

Điều kiện đặt ra là: *Nếu vì một lý do nào đó, một đường ống đẩy bị hỏng, khi đó hai bơm vẫn làm việc và đường ống đẩy còn lại phải tải được 70% lượng nước mà hai bơm bơm được nhưng vận tốc không được lớn hơn 2,5 (m/s) để tránh xảy ra vỡ ống*. Ta đi kiểm tra điều kiện này.

Dựa vào biểu đồ đường đặc tính bơm và đường đặc tính ống ta đi xác định được điểm làm việc của hai bơm ghép song song trên cùng một đường ống.

$$Q_b = 541.84 \ (l/s)$$

$$H_b = 14.478 \ (m)$$

Ta lại có: $70\%\ Q_T = 0.7 \times 541.84 = 379.288 \ (l/s)$

Với lưu lượng 379.288 *(l/s)*, đường kính ống D = 500 *(mm)* ta có vận tốc nước chảy trong ống là 1.82 *(m/s)* < 2.5 *(m/s)*.

Như vậy việc chọn bơm, đường kính ống hút và đường kính ống đẩy là hợp lý, đáp ứng được yêu cầu đặt ra.

## 5. Tính toán kích thước nhà trạm

Trạm bơm được xây dựng theo kiểu nửa chìm. Phần chìm phía dưới được đặt dạng tròn, đường kính 9.1 m, bố trí máy bơm chìm trong bể thu. Phần trên mặt đất, mặt bằng hình vuông

kích thước 9.1×9.1 *m* bố trí các bảng điều khiển, dụng cụ đo lường, các thiết bị phục vụ, sàn lắp máy và cơ cấu nâng.

Đường kính nhà trạm được xác định dựa vào các yêu cầu sau:

- Khoảng cách giữa hai bệ bơm ≥ 0.2 *(m)*
- Khoảng cách từ bơm đến tường ≥ 0.1 *(m)*
- Khoảng cách giữa các bộ phận không chuyển động ≥ 0.5 *(m)*
- Khoảng cách giữa các bộ phân của hai tổ máy kề nhau≥ 1.5 *(m)*
- Chọn tường ngăn dày 250 *(mm)*

Vì thể tích thu nước theo tính toán là $W^{y/c} = W_b = 121.19$ *($m^3$)*, chiều sâu công tác của bể là 2 *(m)* do đó

Như vậy chọn đường kính nhà trạm bằng 9.1 *(m)* là hợp lý.

Sàn công tác đổ Bê tông cốt thép dày 10 *(cm)* cách mực nước cao nhất trong bể thu *(tính bằng cao trình mực nước trong ống xả với độ đầy h/d = 0.8)* lấy bằng 0.5 *(m)*. Vậy cao trình của sàn công tác là 20.4 *(m)*.

## 6. Tính toán các thiết bị khác phục vụ trạm bơm

### 6.1 Đường ống sục cặn

Trong nước thải có rất nhiều cặn bẩn, sau khi qua song chắn rác, những rác lớn bị giữ lại còn những cặn nhỏ qua song chắn rác vào bể thu nước. Muốn cho những cặn bẩn này cùng với nước thải được bơm hút lên đưa đến trạm xử lý, người ta phải lắp đặt ống sục cặn. ống sục cặn được bố trí dọc theo hố thu nước và được nối với ống đẩy của bơm. Khi cần, người ta cũng dùng ống này để tháo cạn nước trên ống đẩy.

Để cặn lắng không bị đọng lại ở hố thu ta dùng ống sục cặn đường kính d = 40 *(mm)*, bố trí dọc theo hố nước, được nối với ống đẩy của trạm bơm.

### 6.2 Ống thu nước

Để hút nước rò rỉ, ở hố tập trung nước trong gian máy người ta bố trí ống thu nước nối với ống hút của máy bơm.

### 6.3 Ống thông hơi

Vì trong nước thải có rất nhiều rác rưởi, chất bẩn sinh ra nhiều khí độc hại trong bể thu, do đó người ta phải bố trí ống thông hơi nối từ bể thu ra môi trường không khí bên ngoài.

Chọn ống có đường kính d = 150 *(mm)* đặt cao hơn sàn nhà 3 *(m)*

### 6.4 Song chắn rác

Theo TCXD 51: 1984, bể chưa

Số lượng thanh song chắn rác tính theo công thức: của trạm bơm phải có song chắn rác. Song chắn rác đặt sau đường ống dẫn nước thải vào bể và đặt phía trên miệng bể để ngăn rác vào bể.

$$n = \frac{Q_{max}}{V.b.h_{max}}$$

*Trong đó:*

- $Q^h_{max}$ : lưu lượng giờ thải nước lớn nhất, $Q^h_{max} = 0.541 (m^3/s)$
- V: vận tốc nước chảy qua song chắn rác, $V = 1 (m/s)$
- b: khoảng cách giữa 2 song chắn rác, b = 16 *(mm)* = 0.016 *(m)*
- Chọn đường kính ống đổ nước thải vào bể là 900 *(mm)*
- $h_{max}$ : chiều sâu lớp nước trước song chắn rác, $h_{max}$ = 0.8 *(m)*

Vậy

$$n = \frac{0.541}{1 \times 0.016 \times 0.8} \approx 42 \text{ (cái)}$$

Chiều rộng song chắn rác Bs = s × (n - l) + b × n

s : chiều dày một thanh chắn s = 0.006 *(m)*

Vậy : Bs = 0.006 × ( 42 – 1 ) + 0.016 × 42 = 1.0 *(m)* = 900 *(mm)*

**6.5 Thiết bị nâng cao của trạm bơm**

Dùng palăng điện 1,5 Tấn

**7. Quản lý vận hành trạm bơm**

Khi theo dõi thấy lưu lượng giảm (5 ÷6) % cần phải dùng máy để kiểm tra và tẩy rửa bánh xe công tác.